

**Experimentelle Erfassung des
Betonverhaltens unter Schockwellen**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Phys. Nico Herrmann

aus

Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung:

29.11.2002

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski

Korreferent:

Prof. Dr. F. Wenzel
Prof. Dr.-Ing. P. Vielsack

Karlsruhe 2002

Kurzfassung

Schutzbauten müssen einerseits den Schutz der Umgebung gegen die Folgen von Unfällen im Innern gewährleisten und andererseits verhindern, dass sich Unfälle durch Einwirkungen von außen ereignen. Um numerische Simulationen durchführen zu können, benötigt man stoffgesetzliche Grundlagen, die den Werkstoff Beton unter hochdynamischen Belastungen möglichst genau beschreiben. Diese Materialgesetze finden auch Eingang in die Simulationen von Abbruchvorgängen durch Sprengen.

Zur Gewinnung neuer stoffgesetzlicher Erkenntnisse wurde eine Versuchsserie an Betonplatten unter Einwirkung von Kontaktdetonationen, so genannte Hugoniotversuche, durchgeführt und hierbei der volumetrische Druck, die gerichteten Spannungsanteile, die Dehnung sowie die Dehnungsgeschwindigkeit und die Temperatur, die durch die adiabatische Kompression hervorgerufen wird, gemessen. Zum Einsatz kamen neue Messmethoden und Vorgehensweisen, die in diesem Anwendungsbereich bisher nicht verwendet oder im Hinblick auf die spezielle Anwendung modifiziert wurden.

Zur Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik, den sprengtechnische Abbruch betreffend, wurden Experimente an einfachen Strukturen durchgeführt, die möglichst realitätsnah konzipiert waren. Hierbei wurden Balken mit verschiedenen Bohrlochgeometrien und eine Stütze mit einer Ringladung gesprengt. Beim letztgenannten Versuch konnten auch Luftdrücke in unmittelbarer Umgebung der Ladung registriert werden, was einerseits in der Abbruchpraxis und andererseits auch für die rechnerische Untersuchung von Einwirkungen auf die Umgebung von erheblicher Bedeutung ist. Der Bewehrungsgehalt der Bauteile orientierte sich an der realen Bemessung, wurde allerdings an die Anforderungen einer möglichst einfachen numerischen Modellierung angepasst.

Ein Stoffgesetz für Beton unter schnellen Belastungen, das ebenfalls am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie entwickelt wurde, konnte mit Hilfe der experimentellen Resultate verifiziert werden. Diese stoffgesetzliche Formulierung fand auch Eingang in weitere Arbeiten, die Simulationen anhand der Versuchsergebnisse der vorliegenden Arbeit kalibrierten.

Ein wichtiger Aspekt im angesprochenen Stoffgesetz ist der Strain-Rate-Effekt, die Festigkeitssteigerung von Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Durch die Erfassung der Dehnungsrate und der auftretenden Drücke konnte diese Festigkeitssteigerung bei den Hugoniotversuchen beobachtet und damit ebenfalls bestätigt werden.

Durch die Erfassung von gerichteten Spannungen im Versuchskörper konnten Hinweise über die Gestalt der Versagensfläche von Beton bei hohen Drücken gefunden werden. Im Bereich der hier gemessenen volumetrischen Drücke wird eine Aufweitung der Versagensfläche festgestellt. Diese Ergebnisse zeigen Möglichkeiten für eine weitere Verbesserung der bekannten stoffgesetzlichen Ansätze auf.

Erste Ergebnisse von Temperaturmessungen im Werkstoff Beton unter Schockwellenbelastung wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit gewonnen und damit wurde die Erweiterung der Hugoniot-Kurve auf eine Zustandsgleichung mit Hilfe des Ansatzes von Mie-Grüneisen bestätigt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit als Anhaltswerte für die Charakterisierung der Vorgänge in Beton unter Schockwellenbelastung gelten können und die Grundlage für Simulationen zum sprengtechnischen Abbruch bilden.

Abstract

Buildings for protection must ensure the protection of the environment against the consequences of accidents within and prevent accidents occurring due to external loads. In order to be able to perform numerical simulations, material laws are needed, which adequately describe concrete under high-dynamic loads as exactly as possible. These material laws can be used for the simulation of demolition work by blasting as well.

In order to gain new material descriptions tests on concrete slabs and structural parts under explosive loads were performed and the values of volumetric pressure, directed stresses, strain, strain-rate and the temperature due to the adiabatic compression were measured. These measurements were carried out with new methods and approaches which in this field have not been used before are were modified for this special application.

For the verification of prognoses for demolition by blasting, tests on elementary structures were performed that were designed close to a practical application. Beams with varying borehole layout and a column with a charge in form of a ring were loaded by explosive charges. At the test with the column air pressure close to the charge could be measured which is important for the demolition work regarding the interaction with neighbouring structures. The reinforcement for the test structures was oriented to realistic reinforcement but compromising with the requirement of a simplified numerical modeling.

A material law also developed at the Institute for Reinforced Concrete Structures and Building Material could be verified by the experimental results. This material law was used as well in further numerical work, which was also calibrated with the help of the results of the presented experiments.

Another important aspect of the mentioned material law is the strain rate effect which means the increase of material strength of concrete under high load velocity. By registering the strain rate and the pressure the increase of material strength could be seen and confirmed with the Hugoniot tests.

With the registration of stresses in different directions indications for the shape of the failure surface of concrete at high pressure could be found. Within the range of the measured pressure an expansion of the failure surface was detected. The results show possibilities for a further improvement of the known material laws.

First results for temperature measurement in concrete under shock loading were gained within the frame of the presented work and the enhancement of the Hugoniot-Curve to an equation of state based on the Mie-Grüneisen formulation was confirmed.

It can be concluded that the results of the presented work can be used as reference values for the characterization of concrete under shock loading and as a basis for simulations of demolition by blasting.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter in der Abteilung Massivbau am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) und wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft finanziell unterstützt.

Herrn Professor Stempniewski danke ich für das in mich gesetzte Vertrauen und die Übernahme des Hauptreferates.

Herrn Professor Eibl möchte ich für die Anregung zu dieser Arbeit und die Förderung danken. Hervorheben möchte ich seine stete Bereitschaft zur Diskussion und seinen „Mut“, an seinem damaligen Institut einen Physiker zu beschäftigen.

Für die Übernahme des Korreferates möchte ich mich bei Herrn Professor Wenzel und Herrn Professor Vielsack bedanken.

Es sei allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für die gute Zusammenarbeit und Unterstützung gedankt, insbesondere denen, die auch abseits des Instituts zu meinen Freunden geworden sind.

Meinen besonderen Dank möchte ich allen Mitarbeitern in der Versuchshalle des Instituts und der Abteilung Messtechnik aussprechen, die mich stets zuverlässig und tatkräftig unterstützt haben. Den Herren Ebeling und Kugel vom Fraunhofer-Institut für Chemische Technologie in Berghausen möchte ich für die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung danken.

Meinem Vater danke ich für die stete Unterstützung von familiärer Seite, ohne die eine solche Arbeit nicht möglich ist.

Karlsruhe, im Dezember 2002

Nico Herrmann

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Ziele	3
2	Theoretischer Hintergrund.....	5
2.1	Schockwellen	5
2.2	Entstehung von Schockwellen in Beton	11
2.3	Materialverhalten von Beton.....	14
2.4	Deviatorischer Anteil des Spannungszustandes	24
2.5	Strain-Rate-Effekt.....	29
3	Stand der Erkenntnis	33
3.1	Versuche zur Stoffgesetzformulierung	33
3.2	Sprengtechnischer Abbruch in der Praxis	37
4	Messtechnik	51
4.1	Anforderungen an die Messtechnik.....	51
4.2	Volumetrische Druckmessung.....	54
4.3	Richtungsabhängige Spannungsmessung	61
4.4	Dehnungsmessung	64
4.5	Temperaturmessung	66
5	Experimentelle Untersuchungen zur Stoffgesetzentwicklung	71
5.1	Experimenteller Aufbau – Vorversuche	71
5.2	Experimenteller Aufbau - Hugoniotversuche	75
5.3	Versuchsergebnisse - Hugoniotversuche.....	83
5.4	Finite-Elemente-Simulationen der Hugoniotversuche	102
5.5	SPH-Simulationen der Hugoniotversuche	130

6	Experimentelle Untersuchungen zum sprengtechnischen Abbruch	147
6.1	Bauteiluntersuchungen.....	147
6.2	Experimenteller Aufbau - Balkenversuche	148
6.3	Versuchsergebnisse – Balkenversuche	154
6.4	Finite-Elemente-Simulationen der Balkenversuche.....	161
6.5	Experimenteller Aufbau – Stützenversuch	167
6.6	Versuchsergebnisse – Stützenversuch	171
6.7	Finite-Elemente-Simulation des Stützenversuchs	178
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	185
8	Literatur	187

Anhang A	Vorversuche
Anhang B	Hugoniotversuche - Betonkennwerte
Anhang C	Hugoniotversuche - Versuchsbilder
Anhang D	Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 1
Anhang E	Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 2
Anhang F	Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 3
Anhang G	Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 4
Anhang H	Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 5
Anhang I	Abbruchversuche – Versuchsbilder Balken
Anhang J	Abbruchversuche – Versuchsdaten Balken
Anhang K	Abbruchversuche – Versuchsbilder Stütze
Anhang L	Abbruchversuche – Versuchsdaten Stütze

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Das Verhalten von Bauteilen unter extremen Belastungen ist vor allem dann von Bedeutung, wenn diese Bauteile Schutzfunktionen haben. Dabei kann die Problemstellung den Schutz der Umgebung genauso umfassen, wie den Schutz der Einbauten gegen Einwirkungen von außen.

Bei hochsensiblen industriellen oder auch kerntechnischen Anlagen müssen beide Arten der Belastung berücksichtigt werden. Das Containment eines Kernkraftwerks beispielsweise muss einerseits den Schutz der Umgebung gegen die Folgen von Unfällen im Innern gewährleisten und andererseits das Zustandekommen solcher Unfälle durch Einwirkungen von außen ausschließen (siehe Abbildung 1-1).

Als extreme Belastungen von innen können beispielsweise Beanspruchungen beim Aufprall von schnell fliegenden Fragmenten als Folge von Störfällen angenommen werden. Diese Einwirkungen durch den Aufprall von Fragmenten wurden bereits in vorangegangenen Arbeiten am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie untersucht und auch numerisch simuliert ([27], [28]).

Externe Belastungen auf Schutzbauten können verschiedene Ursachen haben, wobei als extreme Belastung vor allem ein Flugzeugabsturz oder ein terroristischer Anschlag mit Hilfe von Sprengstoff angesehen werden muss.

Unabhängig von der Art der Belastung müssen einerseits sehr hohe Drücke und andererseits auch sehr große Belastungsgeschwindigkeiten berücksichtigt werden. Eine versuchstechnische Simulation solcher Einwirkungen auf das zu untersuchende Material lässt sich am besten durch Verwendung von Sprengstoffen realisieren.

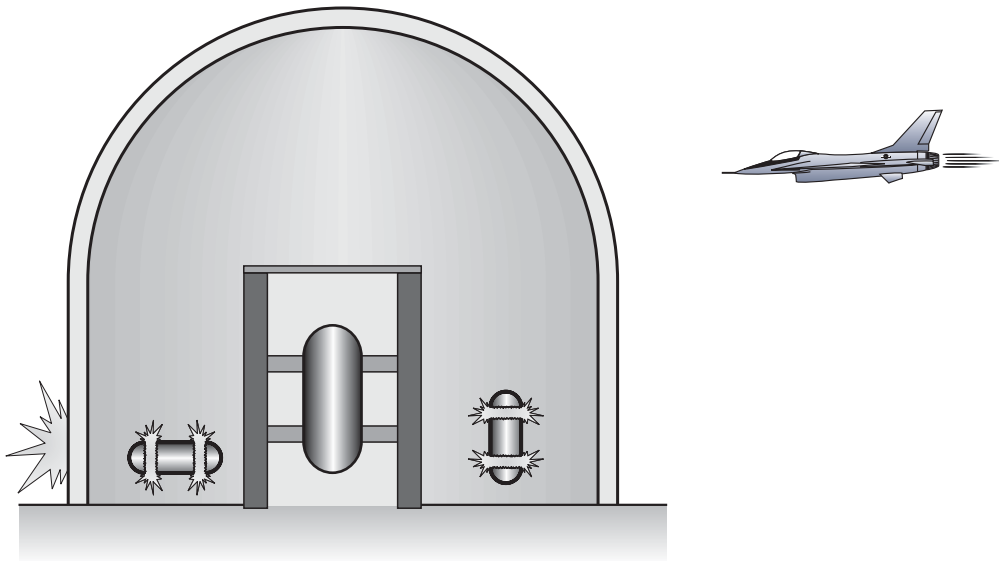


Abbildung 1-1 Mögliche interne und externe Ursachen für die Schockwellenbelastung eines Reaktor-Containments

Durch den Anprall schnell fliegender Fragmente oder durch das Einwirken von Explosionen auf einen Körper entstehen hohe Drücke in Form von Schockwellen. Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieser Arbeit das Verhalten von Beton unter Schockwellenbeanspruchung untersucht.

Um derartige Belastungen in einem Rechencode simulieren zu können, benötigt man ein Stoffgesetz, welches das Verhalten von Beton unter Schockwellenbelastung beschreibt. Grundlagen zur Entwicklung eines solchen Stoffgesetzes sind gemessene Materialparameter, die bei Versuchen, die sich möglichst nahe an der Realität der zu beschreibenden Vorgänge orientieren, gewonnen werden.

Eine sinnvolle Nutzung der Zerstörungswirkung solcher Belastungen stellt der Abbruch durch Sprengen dar. Auf diesem Gebiet liegen im Hinblick auf den gezielten Einsatz von genau dimensionierten Sprengmitteln wenig Forschungsergebnisse vor. In dieser Arbeit werden auch Versuche zur Verifizierung von Simulationen zum sprengtechnischen Abbruch vorgestellt. Eine Weiterentwicklung von rechnerischen Prognosen kann nur durch fundiertes Datenmaterial aus Versuchen und Beobachtungen in der Praxis vorangetrieben werden.

1.2 Ziele

Schutzbauten aus Stahlbeton, wie beispielsweise das Containment eines Kernkraftwerks oder Gebäude anderer hochsensibler Industrieanlagen, müssen den Schutz der Umgebung gegen die Folgen von Unfällen im Innern gewährleisten und gleichermaßen verhindern, dass sich Unfälle durch Einwirkungen von außen ereignen können. Um numerische Simulationen derartiger Vorgänge durchführen zu können, benötigt man stoffgesetzliche Grundlagen, die den Werkstoff Beton unter hochdynamischen Druckbelastungen möglichst genau beschreiben und dabei materialspezifische Besonderheiten berücksichtigen.

Der Werkstoff Beton zeigt in seinem Materialverhalten unter hochdynamischen Belastungen Festigkeitssteigerungen in erheblichem Ausmaß, die als Strain-Rate-Effekt bezeichnet werden und in der ebenfalls am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie angefertigten Arbeit von Schmidt-Hurtienne [80] in einem stoffgesetzlichen Ansatz berücksichtigt wurden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden Versuche an Betonplatten, im Folgenden als Hugoniotversuche bezeichnet, mit variierenden schnellen Belastungen vorgestellt, die diese Annahmen zur Festigkeitssteigerung untermauern und damit als Grundlage für zwei weitere Arbeiten dienen, die diese Vorgänge in Beton unter extrem schneller Belastung mit unterschiedlichen numerischen Ansätzen simulieren ([65], [67]).

Ein weiterer Punkt der experimentellen Untersuchung ist die Bestimmung der deviatorischen Komponente im Spannungszustand unter hoher Druckbelastung. Hier sollen erste Anhaltswerte zur Gestalt der Versagensfläche bei hoher Druckbelastung gewonnen werden. Dieser Aspekt konnte bisher in keinem stoffgesetzlichen Ansatz zufrieden stellend erfasst werden, da noch keine experimentellen Ergebnisse dazu veröffentlicht wurden. Die Versagensfläche ist bis zu einem volumetrischen Druckwert von etwa 1000 MPa bekannt, darüber hinaus wurden verschiedenste Vorhersagen zur Gestalt der Versagenskurve von Beton bei höheren Drücken gemacht.

Ebenfalls von großem Interesse in dieser Arbeit ist die Bestätigung der von Ockert [62] verwendeten Zustandsgleichung für Beton mit dem Ansatz von Mie-Grüneisen durch Messung der adiabatischen Temperaturänderung bei starker Kompression. Hierzu kommt eine bisher in Festkörpern nicht eingesetzte Messtechnik zur Anwendung, die erste Ergebnisse zu dieser Problematik ermöglicht.

Gelingt es, die oben angesprochenen Problemstellungen zu lösen und in Stoffgesetze einfließen zu lassen, dann kann als nächster Schritt der Bereich der Anwendung von Sprengtechnik betrachtet werden. Eine immer größere Bedeutung kommt hier dem Abbruch durch Sprengen bei, der basierend auf empirisch ermittelten Faustformeln und der Erfahrung des Sprengberechtigten immer häufiger angewandt wird.

Um in Zukunft die verlässliche Simulation des Abbruchsprengens mit Hilfe von stoffgesetzlichen Beschreibungen zu ermöglichen und damit ein leicht anwendbares Regelwerk, gerade auch zum Nachweis der Sicherheit, zu schaffen, werden Modellversuche an einfachen Strukturen durchgeführt, die der Verifizierung von Simulationen von Bauteilsprengungen dienen. Da Abbruchvorgänge meist in bebautem Gebiet stattfinden, ist die Belastung der Umgebung hier ebenfalls von großem Interesse. Um die Auswirkung durch die entstehende Luftdruckwelle abschätzen zu können, wird bei einem Versuch auch der Luftdruckverlauf in der Umgebung der Ladung erfasst. Bei der Konzeption der Versuche müssen Kompromisse zwischen dem realitätsnahen Bau von Versuchskörpern und der leicht durchzuführenden Modellierung der Versuche eingegangen werden. So ermöglicht beispielsweise die Ausnutzung von Symmetrien bei der Erstellung des Rechenmodells die Einsparung von Rechenzeit, was der Machbarkeit von Parameterstudien zugute kommt.

Können Vorgänge der hier untersuchten Art realitätstreu rechnerisch nachvollzogen werden, kann auch bei der Untersuchung komplexerer Strukturen weitestgehend auf die Durchführung von sehr kostspieligen Versuchen verzichtet werden. Parameterstudien können dann anhand von numerischen Untersuchungen betrieben und dadurch die Sprengungen variierender Bauteile optimiert werden.

2 Theoretischer Hintergrund

2.1 Schockwellen

Bei einer dynamischen Belastung laufen Spannungswellen, die die eingetragene Energie transportieren, durch einen Körper hindurch. Diese Wellen können verschiedener Gestalt sein. Es treten Kompressions-, Scher- und Oberflächenwellen auf, die verschiedenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten unterliegen ([3], [50], [97]). Im Rahmen dieser Arbeit wurden Betonkörper unter Kompressionsbelastung untersucht. Die Belastung wurde durch verschiedene Arten von Sprengversuchen so aufgebracht, dass das Entstehen von Schockwellen im Beton gewährleistet war. Allgemein wird das Fortschreiten von Wellen durch die Wellengleichung beschrieben, die in der eindimensionalen Form wie folgt aussieht:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung 2-1}$$

wobei die Wellengeschwindigkeit c für die zu untersuchenden Kompressionswellen, also reine Longitudinalwellen gegeben ist durch:

$$c = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad \text{Gleichung 2-2}$$

Hierbei ist ρ die Dichte des Materials und K der Kompressionsmodul, den man aus der volumetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung erhält:

$$K = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \quad \text{Gleichung 2-3}$$

Änderungen der Materialeigenschaften beim Wellendurchgang haben direkten Einfluss auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit.

Die dabei geltenden Erhaltungssätze sollen am Beispiel einer Schneeraupe erklärt werden.

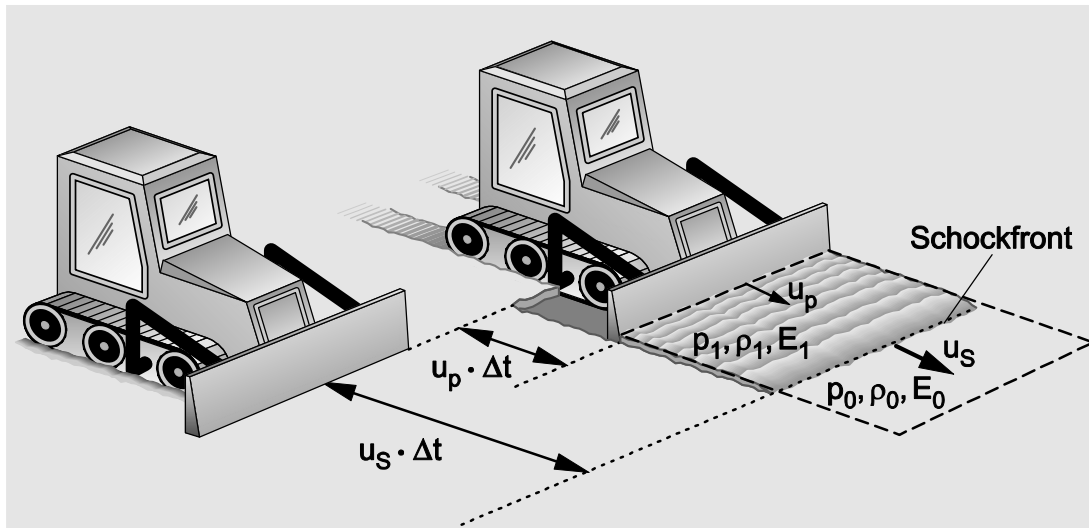


Abbildung 2-1 Prinzip der Schockwelle dargestellt als Diskontinuität zwischen ungestörtem und gepacktem Schnee

Anhand dieses Beispiels sieht man leicht ein, dass es bei diesem Vorgang zwei verschiedene zu betrachtende Geschwindigkeiten gibt. Einerseits die Geschwindigkeit der sich bewegenden Schneeraupe u_p und andererseits die Geschwindigkeit u_s des Grenzübergangs zwischen ungestörtem Material der Dichte ρ_0 und gestörtem Material der Dichte ρ_1 . Diese Grenzfläche eilt der Bewegung der Schneeraupe voraus. Betrachtet man, wie in Abbildung 2-1 dargestellt, eine sich in Bewegung setzende Schneeraupe und vergleicht die Zustände zur Zeit $t = 0$ und Δt , so erhält man die Erhaltungsgleichungen für Masse, Impuls und Energie. Die vor dem Anfahren der Schneeraupe noch ungestörte Schneemasse vor dem Schild wird durch $\rho_0 \cdot u_s \cdot \Delta t \cdot b \cdot d$ beschrieben. Wie dargestellt, beschreibt $u_s \cdot \Delta t$ den Weg vom Schild zum Zeitpunkt $t = 0$ bis zur Position der Schockfront zum Zeitpunkt $t + \Delta t$. Da immer das Zeitintervall Δt betrachtet wird und die Breite b und die Dicke d des betrachteten Materials als konstant angenommen werden, reduziert sich der Ausdruck für die Masse zum Zeitpunkt $t = 0$ auf $\rho_0 \cdot u_s$.

Äquivalent dazu wird die Masse des betrachteten Materials nach der Zeit Δt durch $\rho_1 \cdot (u_S - u_P)$ beschrieben. Man erhält für die Massenerhaltung:

$$\text{Massenerhaltung:} \quad \rho_0 \cdot u_S = \rho_1 \cdot (u_S - u_P) \quad \text{Gleichung 2-4}$$

Zur Verdeutlichung der Impulserhaltung betrachte man in Abbildung 2-1 den im rechten Bildteil gestrichelt umrandeten Bereich. Die auf diesen Bereich, der durch die Schockfront in einen gestörten und einen ungestörten Teil getrennt wird, einwirkenden Kräfte werden durch den Druck p_1 , der von der Schneeraupe erzeugt wird, und den von vorneherein herrschenden Druck p_0 hervorgerufen. Die resultierende Kraft ergibt sich zu $(p_1 - p_0) \cdot b \cdot d$. Durch diese Kraft wird die Masse $\rho_0 \cdot u_S \cdot \Delta t \cdot b \cdot d$ in der Zeit Δt auf die Geschwindigkeit u_P beschleunigt. Da auch hier die Breite b und die Dicke d des betrachteten Materials als konstant angenommen werden, erhält man die Impulserhaltung in der folgenden Form.

$$\text{Impulserhaltung:} \quad p_1 - p_0 = \rho_0 \cdot u_S \cdot u_P \quad \text{Gleichung 2-5}$$

Die an einer Masseneinheit des komprimierten Materials auf dem Weg $u_P \cdot \Delta t$ durch die Kraft p_1 geleistete Arbeit beträgt $p_1 \cdot u_P \cdot \Delta t$ (durch Betrachten einer konstanten Masseneinheit können die Abmessungen b und d unberücksichtigt bleiben). Sie teilt sich auf in die kinetische Energie $1/2 \cdot \rho_0 \cdot \Delta t \cdot u_S \cdot u_P^2$ und die Erhöhung der internen Energie um $(E_1 - E_0) \cdot \rho_0 \cdot u_S \cdot \Delta t$. Hieraus ergibt sich nach Eliminierung von Δt der folgende Ausdruck für die Energieerhaltung:

$$\text{Energieerhaltung:} \quad p_1 \cdot u_P = \frac{1}{2} (\rho_0 \cdot u_S \cdot u_P^2) + \rho_0 \cdot u_S (E_1 - E_0) \quad \text{Gleichung 2-6}$$

Aus diesen drei Erhaltungsgleichungen (Gleichung 2-4 bis 2-6) erhält man die so genannte Hugoniot-Gleichung in der folgenden Form:

$$\text{Hugoniot-Gleichung:} \quad E_1 - E_0 = \frac{1}{2} (p_1 + p_0) \cdot (V_0 - V_1) \quad \text{Gleichung 2-7}$$

Der Übergang vom Anfangs- zum Endzustand wird nicht entlang der in Abbildung 2-2 beispielhaft dargestellten Kurve durchlaufen, sondern geschieht entlang der so genannten Raleigh-Geraden, die durch folgende Formulierung beschrieben wird:

Raleigh-Gerade
$$\frac{p_1 - p_0}{\frac{1}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_1}} = \left(\frac{u_s}{\frac{1}{\rho_0}} \right)^2$$
 Gleichung 2-8

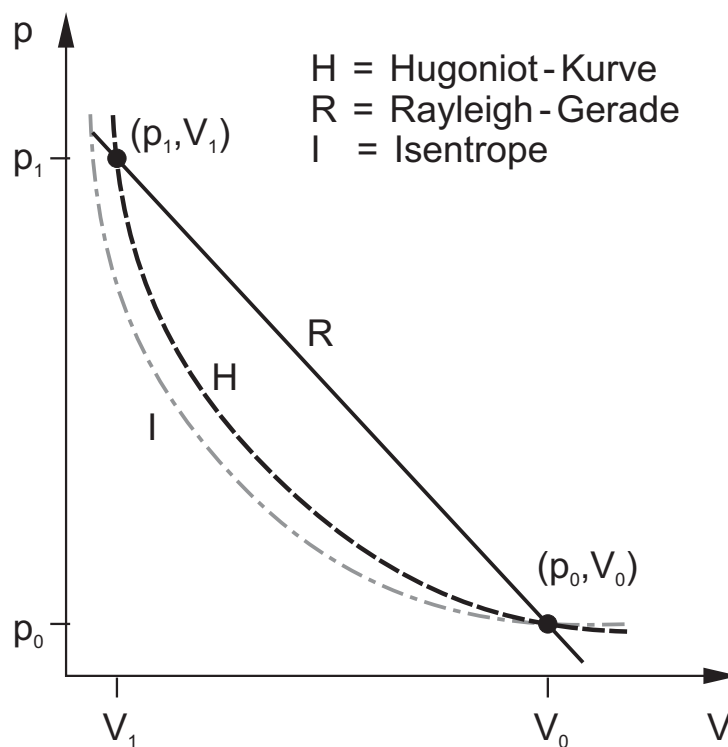


Abbildung 2-2 Typischer Verlauf einer Hugoniot-Kurve für Gase

Die Abbildung zeigt den typischen Verlauf einer Hugoniot-Kurve, wie sie für Gase bestimmt wurde. Man erkennt gut die Abweichung von der Isentropen, der Zustandslinie, die ohne Veränderung der Entropie durchlaufen wird und somit reversibel ist. Die Hugoniot-Kurve liegt im Falle einer Detonation immer oberhalb der Isentropen, da der Übergang vom Ausgangszustand zum Endzustand auf der Hugoniot-Kurve mit einer Entropieerhöhung verbunden ist, der Prozess ist irreversibel.

Zur experimentellen Bestimmung der Hugoniot-Kurve genügt es, den Druck und die Schockwellengeschwindigkeit an einem Punkt zu kennen. Formt man Gleichung 2-4 in die folgende Darstellung um

$$\frac{\rho_0}{\rho_1} = 1 - \frac{u_P}{u_S} , \quad \text{Gleichung 2-9}$$

so erhält man durch Einsetzen der Gleichung 2-5 in der Form

$$u_P = \frac{p_1 - p_0}{\rho_0 u_S} \quad \text{Gleichung 2-10}$$

die Formulierung für die Hugoniot-Kurve in der p-V-Darstellung:

$$\frac{\rho_0}{\rho_1} = 1 - \frac{p_1 - p_0}{\rho_0 u_S^2} = \frac{V_1}{V_0} . \quad \text{Gleichung 2-11}$$

Ist nun ρ_0 bekannt, so kann man bei Kenntnis des Druckes p_1 , der im Versuch gemessen wird, und der Schockwellengeschwindigkeit u_S , die ebenfalls aus dem Versuch bestimmt wird (siehe Abschnitt 5.3), einen Punkt der Hugoniot-Kurve berechnen. Der Umgebungsdruck p_0 kann vernachlässigt werden, da dessen Größenordnung bei Druckwerten im Bereich von MPa nicht ins Gewicht fällt.

Bei der vollständigen Materialbeschreibung müssen Änderungen der inneren Energie berücksichtigt werden, denn die Zustandsgleichung bildet eine dreidimensionale Fläche im p-V-E-Raum. Entlang der Hugoniot-Kurve, die nur ein Kurve innerhalb der Zustandsfläche darstellt, nimmt die Entropie zu, so dass sich die Hugoniot-Kurve bei steigendem Druck, wie in Abbildung 2-3 angedeutet, zu steigender Energie hin von der p-V-Ebene entfernt.

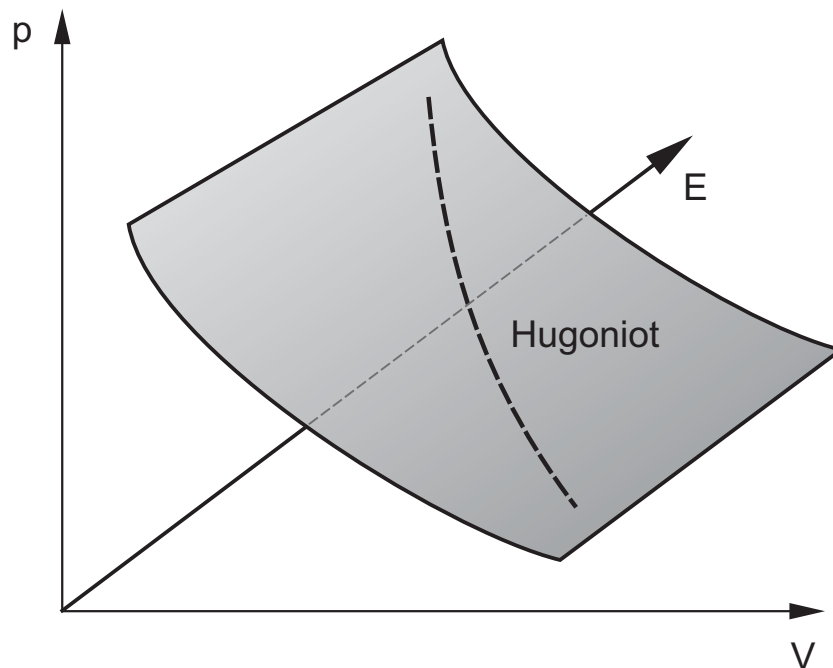


Abbildung 2-3 Darstellung der Zustandsgleichung im p-V-E-Raum

Von Ockert [61] wurde die Hugoniot-Kurve mit dem Ansatz von Mie-Grüneisen ([39], [60]) unter Zuhilfenahme der Debye-Theorie ([21], [48]) und unter Berücksichtigung der Porosität des Betons auf eine Zustandsgleichung erweitert. Hierbei hat er den Einfluss der adiabatischen Kompression des Materials berücksichtigt. Der Vorgang der Kompression bei einer Schockwellenbelastung geht innerhalb weniger μs und damit so schnell vonstatten, dass es nicht zu einem Wärmeaustausch mit der Umgebung kommt. Diese nur sehr kurzzeitig auftretende Wärme während der Kompression wird in der vorliegenden Arbeit erstmals an Beton gemessen und bestätigt die von Ockert gewonnenen Erkenntnisse (siehe Abschnitt 5.3).

2.2 Entstehung von Schockwellen in Beton

Voraussetzung für das Entstehen von Schockwellen in einem Werkstoff ist, dass das Material unter Belastung einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung unterliegt, die aufgrund ihres Verlaufs bewirkt, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit für Anteile der höheren Spannungsniveaus größer ist als für die Anteile geringerer Spannungsniveaus. Im Fall einer triaxialen Belastung gilt die volumetrische Spannungs-Dehnungs-Beziehung, bei der der volumetrische Druck p über der Volumendehnung ε_V betrachtet wird (siehe Abbildung 2-4).

Wie in den Gleichungen 2-2 und 2-3 bereits dargestellt, haben Anteile verschiedener Druckniveaus der Welle unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeiten aufgrund der variierenden Steigung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Befindet sich das Druckmaximum im elastischen Bereich, so breitet sich die Welle ohne Änderung ihrer Gestalt aus. Kommen allerdings Anteile höheren Drucks dazu, so läuft der elastischen eine langsamere plastische Welle nach. Sind weitere Anteile noch höheren Drucks in der Welle enthalten, so laufen diese Anteile aufgrund des Aufsteilens der volumetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung immer schneller. Diese Wellenanteile überholen die Anteile niedrigeren Drucks und die Welle stellt sich bei der Fortpflanzung bis zur Entstehung einer Diskontinuität immer weiter auf.

In der Abbildung 2-4 sind die verschiedenen Wellenformen mit den zugehörigen Druckniveaus in der volumetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für poröse Materialien prinzipiell dargestellt. Die eigentliche Gestalt der Welle hängt dabei von der Form der Wellenerregung ab und kann sich im Verlauf der Ausbreitung wieder ändern. Dieser Effekt hängt von der veränderlichen Ausbreitungsgeschwindigkeit und von den divergierenden Ausbreitungsrichtungen ab. So wird sich eine Schockwelle durch den Energieverlust bei der Wellenfortpflanzung und das damit verbundene Abfallen des Druckmaximums verschmieren und sich insgesamt langsamer durch den Werkstoff bewegen. Erreicht das Druckmaximum wieder den elastischen Bereich, steigt die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle wieder an. Die in Abschnitt 5.3 in der Abbildung 5-27 dargestellten Versuchsergebnisse reproduzieren diesen Effekt.

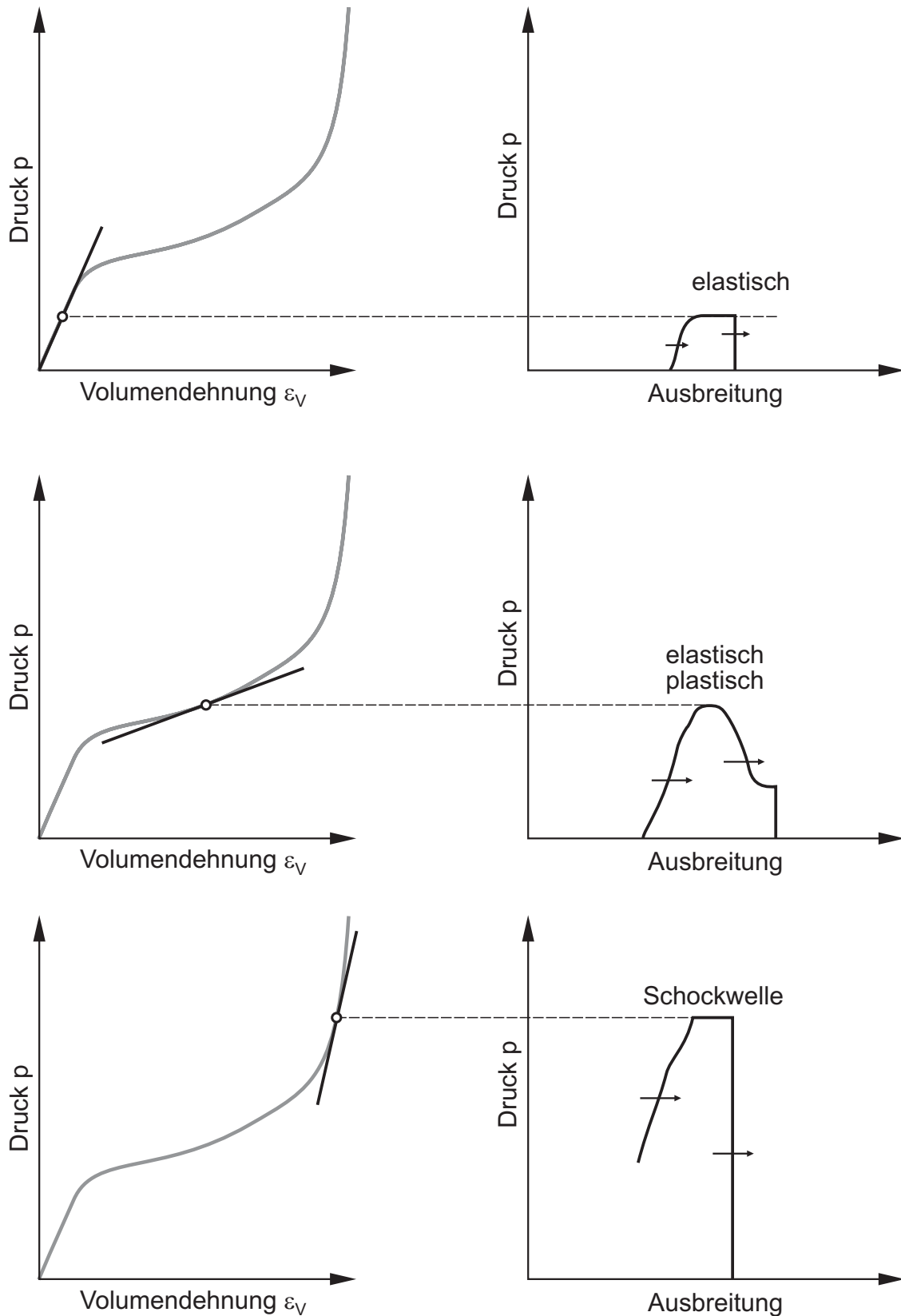


Abbildung 2-4 Aufsteilen der Druckwelle aufgrund der für die verschiedenen Druckbereiche unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten

Die Entstehung von Schockwellen in Beton lässt sich an der volumetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für diesen Werkstoff zeigen (siehe Abbildung 2-5).

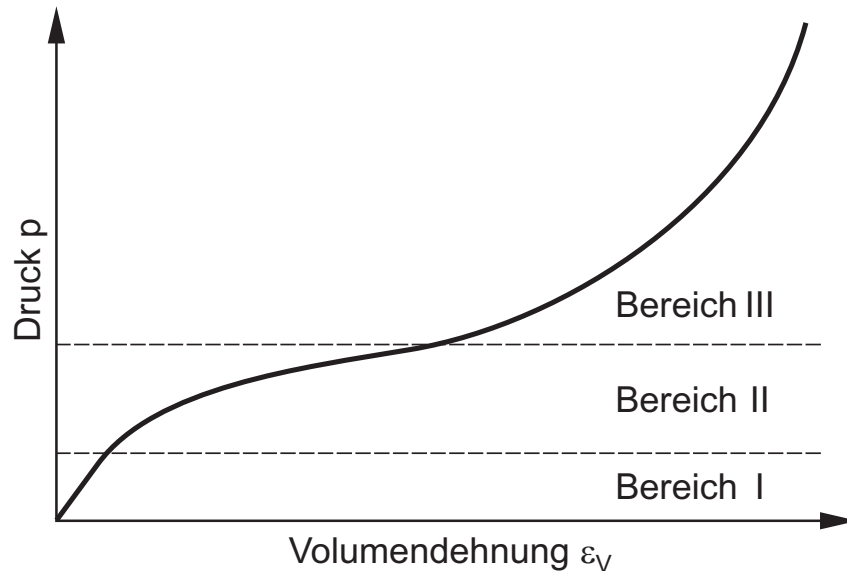


Abbildung 2-5 Prinzipielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton

Belastet man einen Betonkörper durch triaxialen Druck, so wird er sich im untersten Belastungsbereich elastisch verhalten, die volumetrische Dehnung wird bei einer Entlastung auf Null zurückgehen und es wird keinerlei Schädigung im Werkstoff zurückbleiben (Bereich I in Abbildung 2-5). Kommt man in einen höheren Belastungsbereich, so beginnt die plastische Verformung, die die im Beton eingeschlossenen Poren irreversibel zerstört. Die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nimmt immer stärker ab, man benötigt immer weniger äußere Kraft, um die innere Zerstörung und somit die Dehnung zu steigern (Bereich II in Abbildung 2-5). Dieser Bereich wird auch als Entfestigungsbereich bezeichnet. Sind die Poren zerstört und die Belastung wird weiter gesteigert, hat das Material kaum noch Möglichkeiten zur weiteren Kompression, so dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wieder steiler wird und ein Material dichtester Packung entsteht, bei dem weitere Dehnung nur durch Verformung der einzelnen Werkstoffkomponenten erreicht werden kann (Bereich III in Abbildung 2-5).

2.3 Materialverhalten von Beton

Das Materialverhalten von Beton ist im Bereich von komplexen Beanspruchungen noch immer unzureichend erforscht. Im statischen Bereich konnte man zwar schon viele Erkenntnisse gewinnen, im dynamischen Bereich allerdings gibt es vor allem im Bereich der Beanspruchung bei hohen Drücken noch erheblichen Forschungsbedarf. Es soll im Folgenden kurz auf die wesentlichen Werkstoffeigenschaften von Beton eingegangen werden. Detailliertere Darstellungen sind bei Chen ([15], [16], [17]), Curbach [20], Kupfer ([52], [54]) sowie Eibl/Iványi [29] zu finden.

Beton ist ein heterogener Werkstoff, der aus einer Mörtelmatrix und grobkörnigeren Zuschlagstoffen besteht. Diese inhomogene Struktur des Materials ist die Ursache für das nichtlineare, zeit- und beanspruchungsabhängige Verhalten des Werkstoffs. Außerdem enthält jede Betonprobe auch vor der ersten Beanspruchung eine große Anzahl von Poren und Mikrorissen, die vor allem an den Grenzen zwischen Mörtelmatrix und Zuschlagskörnern zu finden sind. Unter Einwirkung einer äußeren Belastung vergrößert sich die Anzahl der Risse und die einzelnen Mikrorisse wachsen zu Makrorissen zusammen, was bis zum Versagen und darüber hinaus das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten bewirkt.

Am besten ist das Verhalten von Beton unter einaxialer Belastung untersucht, da Versuche dieser Art leicht durchführbar und kostengünstig und damit weit verbreitet sind. Typische Spannungs-Dehnungs-Verläufe für Beton unterschiedlicher Festigkeiten sind in der folgenden Abbildung 2-6 dargestellt. Man erkennt gut, dass mit steigender maximal erreichter Druckfestigkeit f_c' die Spannung nach Überschreiten der Druckfestigkeit stärker abfällt. Im Anstiegsbereich kann man bis zu etwa 30 % der Druckfestigkeit das Verhalten als nahezu linear bezeichnen, wobei die Nichtlinearität bis zu etwa 90 % der Druckfestigkeit langsam ansteigt, dann kurz vor dem Erreichen der Maximalspannung allerdings sehr ausgeprägt wird.

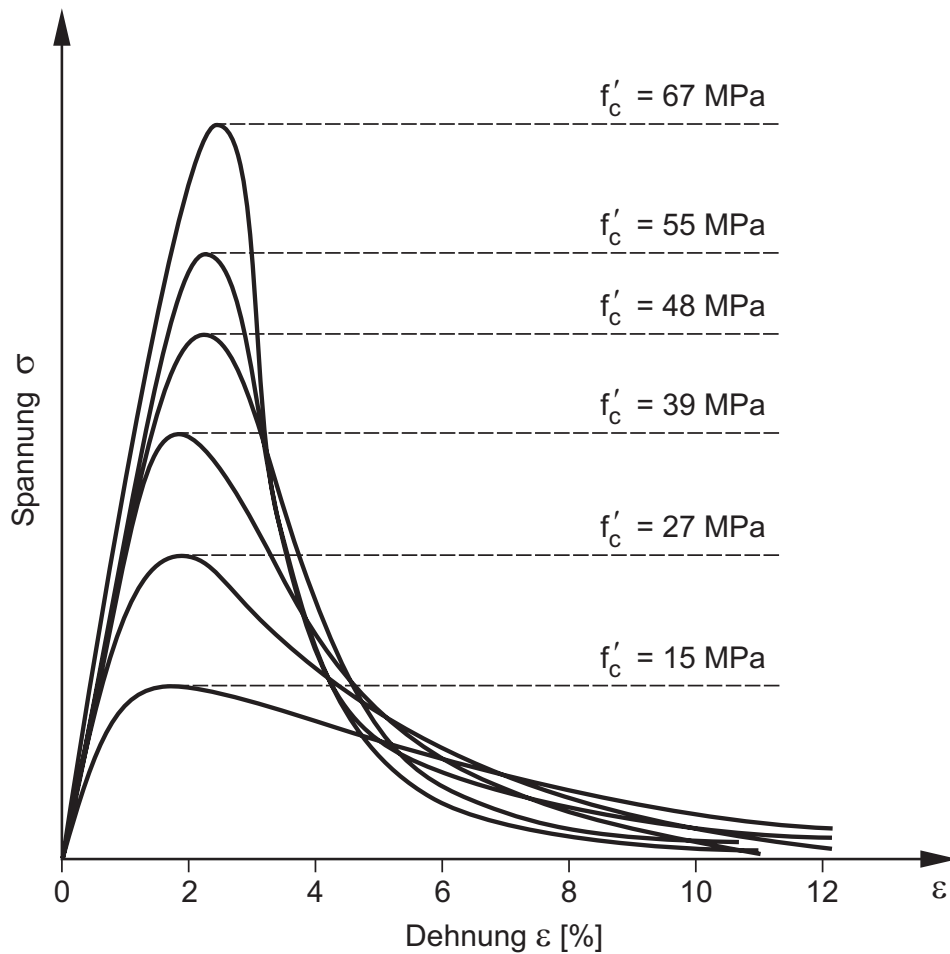


Abbildung 2-6 Einaxiale Spannungs-Dehnungs-Verläufe für Beton unterschiedlicher Festigkeiten unter Druckbelastung [15]

Das Nachbruchverhalten hängt stark von der Größe der Probe ab, da bei größeren Proben die Relativverschiebung an den Rissufern eine kleinere mittlere Dehnung ergibt, als das bei kleineren Proben der Fall ist. Nach Überschreiten der Maximalkraft, also im Nachbruchbereich, wird die Spannungsentwicklung beim weggesteuerten Versuch hauptsächlich durch die Verschiebung der Rissufer bestimmt, daher ergibt sich für einen größeren Probekörper ein steilerer Abfall des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs. Von van Mier wurde dieses Verhalten experimentell beobachtet [88]. Zur Verdeutlichung dieser Charakteristik sind in der folgenden Abbildung 2-7 die Spannungen auf das Spannungsmaximum und die Dehnungen auf die im Spannungsmaximum auftretenden Dehnungen normiert.

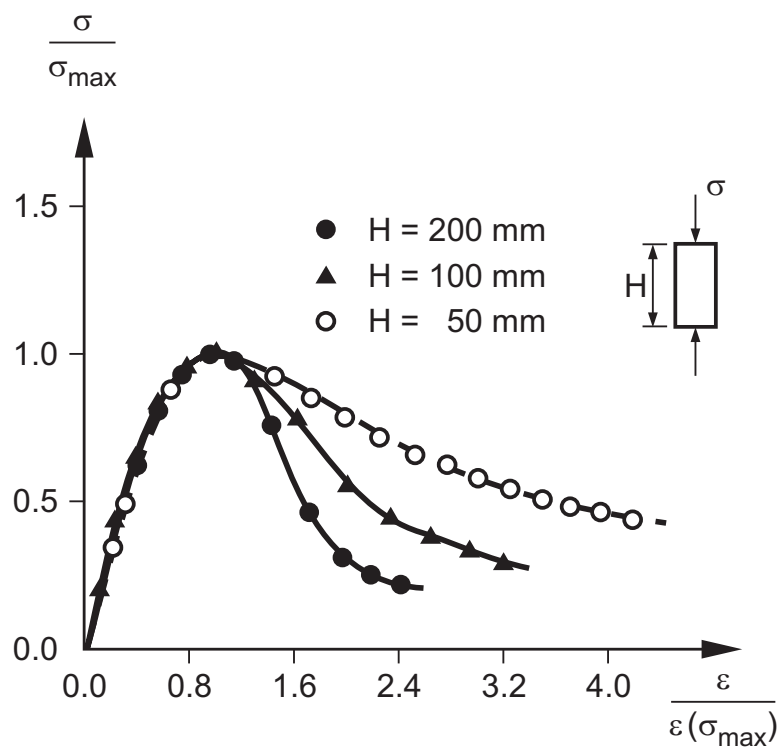


Abbildung 2-7 Spannungs-Dehnungs-Verläufe im weggesteuerten einaxialen Versuch für Beton unter Druckbelastung im Nachversagensbereich [88]

Unter einaxialer Zugbelastung verhält sich Beton wie in Abbildung 2-8 prinzipiell dargestellt. Man erkennt ein nahezu linear elastisches Verhalten bis 80 % der Zugfestigkeit β_z . Im weiteren Verlauf weicht der Verlauf stark von der Linearität ab, was durch die Bildung von Mikrorissen in einem großen Bereich begründet ist. Wird die Zugfestigkeit erreicht, wächst die Zahl der Mikrorisse im schwächsten Querschnitt stark an und eine Prozesszone mit entstehenden Makrorissen bildet sich aus. Durch die an dieser Stelle auftretenden Verformungen wird der Rest der Probe zum Teil wieder entlastet. Dies hat zur Folge, dass auch unter Zugbelastung die Probengröße einen erheblichen Einfluss auf das Nachversagensverhalten hat. Aus diesem Grund spricht man bei der Stoffgesetzformulierung auch von einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

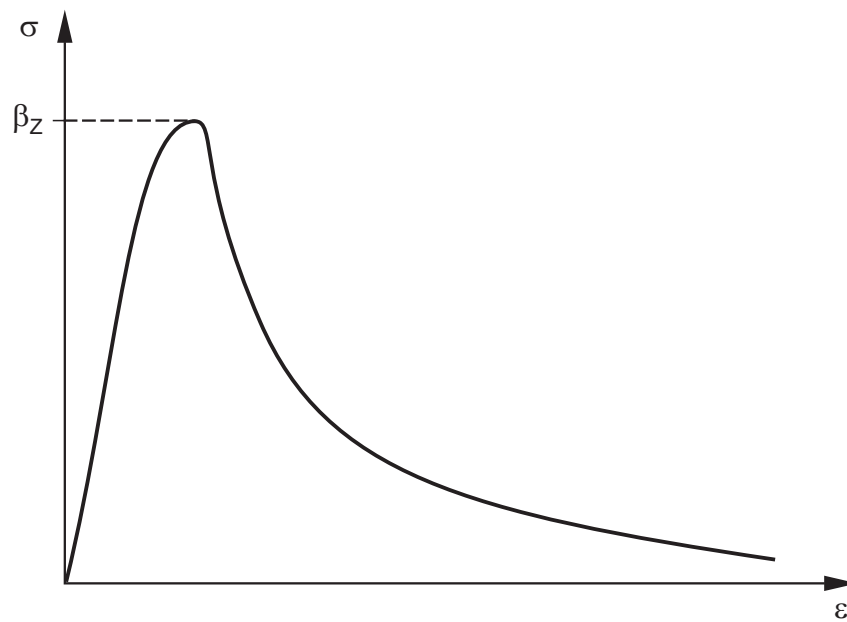


Abbildung 2-8 Einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbelastung [20]

Untersucht man Beton unter biaxialer Beanspruchung, so erhält man Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, die denen im einaxialen Fall sehr ähnlich sind. In der Abbildung 2-9 sind Spannungs-Dehnungs-Kurven für verschiedene Verhältnisse der Spannungen σ_1 und σ_2 dargestellt. Die durchgezogene Linie zeigt den einaxialen Fall, der hier zum Vergleich mit aufgeführt ist. Im Diagramm ist die Axialspannung σ_1 als Funktion der axialen sowie der quergerichteten Dehnungskomponenten aufgetragen. Der Bereich der positiven Dehnungen zeigt die Querdehnung der Probe in den lastfreien Richtungen. Für den einaxialen Fall sind dies die Querdehnungen ε_2 und ε_3 , während in den beiden anderen dargestellten Fällen lediglich ε_3 die Querdehnung in lastfreier Richtung ist.

Wie auch bei der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Kurve von Beton erkennt man auch im biaxialen Fall drei Bereiche der Verformung. Die erste Stufe der Verformung geschieht im Bereich bis ungefähr 30 % der Druckfestigkeit f_c' . Da sich in diesem Bereich der Mikrorisszustand nicht wesentlich ändert, kann das Verhalten des Betons als linear elastisch angenommen werden.

Steigt die Spannung über diesen Bereich hinaus, wächst vornehmlich entlang der Grenzen zwischen Zuschlagsstoffen und Mörtelmatrix die Anzahl der Mikrorisse. Dieser Zustand des so genannten stabilen Risswachstums hält sich bis ungefähr 80 % der maximalen Druckfestigkeit f'_c .

Bei weiterhin steigender Last bilden sich Risse durch die Mörtelmatrix aus und rufen durch die Verbindung mit den bereits vorhandenen Mikrorissen an den Korngrenzen des Zuschlags Makrorisse hervor. Diese Makrorisse führen zum Versagen der Probe.

Die bei der biaxialen Belastung erreichten Maximalspannungen und –dehnungen können sich signifikant von den Werten bei einaxialer Beanspruchung unterscheiden. Es können Druckfestigkeitssteigerungen von bis zu 20 % bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ und 30 % bei $\sigma_1/\sigma_2 = 2$ erreicht werden [53]. In diesen Fällen werden auch deutlich größere Dehnungen ertragen, das Material verhält sich duktiler.

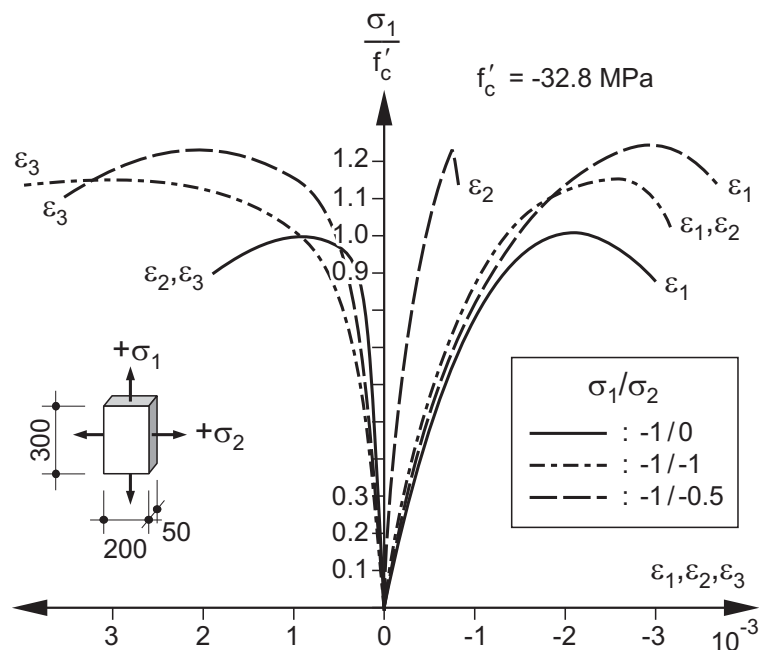


Abbildung 2-9 Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton unter biaxialer Beanspruchung [15]

Fasst man die in Abbildung 2-9 dargestellten Dehnungskomponenten ε_1 , ε_2 und ε_3 zur Volumendehnung ε_V zusammen, so erkennt man einen interessanten Effekt, der in der folgenden Abbildung 2-10 zu erkennen ist. Hier ist axiale Spannungskomponente σ_1 über der Volumendehnung ε_V aufgetragen.

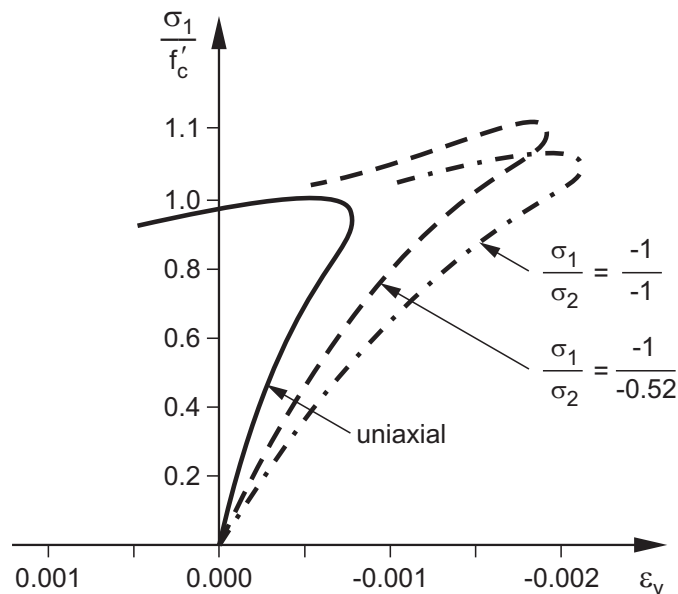


Abbildung 2-10 Spannung als Funktion der volumetrischen Dehnung [53]

Das Volumen der Probe verringert sich anfänglich mit der Spannung. Diese Tendenz kehrt sich allerdings um und das Volumen beginnt bei etwa 80 % der Druckfestigkeit f'_c wieder zuzunehmen. Nach dem Eintreten des Versagens nimmt das Volumen sogar sehr rasch zu und kann im einaxialen Fall sogar das Anfangsvolumen übersteigen. Dieser Effekt tritt bei reinem Mörtel nicht auf und wird dem Entstehen der Makrorisse im Material zugeschrieben.

Das eigentliche Versagen im biaxialen Fall hängt wie bereits angedeutet vom Verhältnis der Spannungen σ_1 und σ_2 ab. Man kann die maximal ertragenen Spannungen für alle möglichen Verhältnisse von σ_1 und σ_2 in einer Versagenskurve zusammenfassen. Versagenskurven für verschiedene Festigkeiten sind in der Abbildung 2-11 auf die jeweiligen Festigkeiten normiert dargestellt.

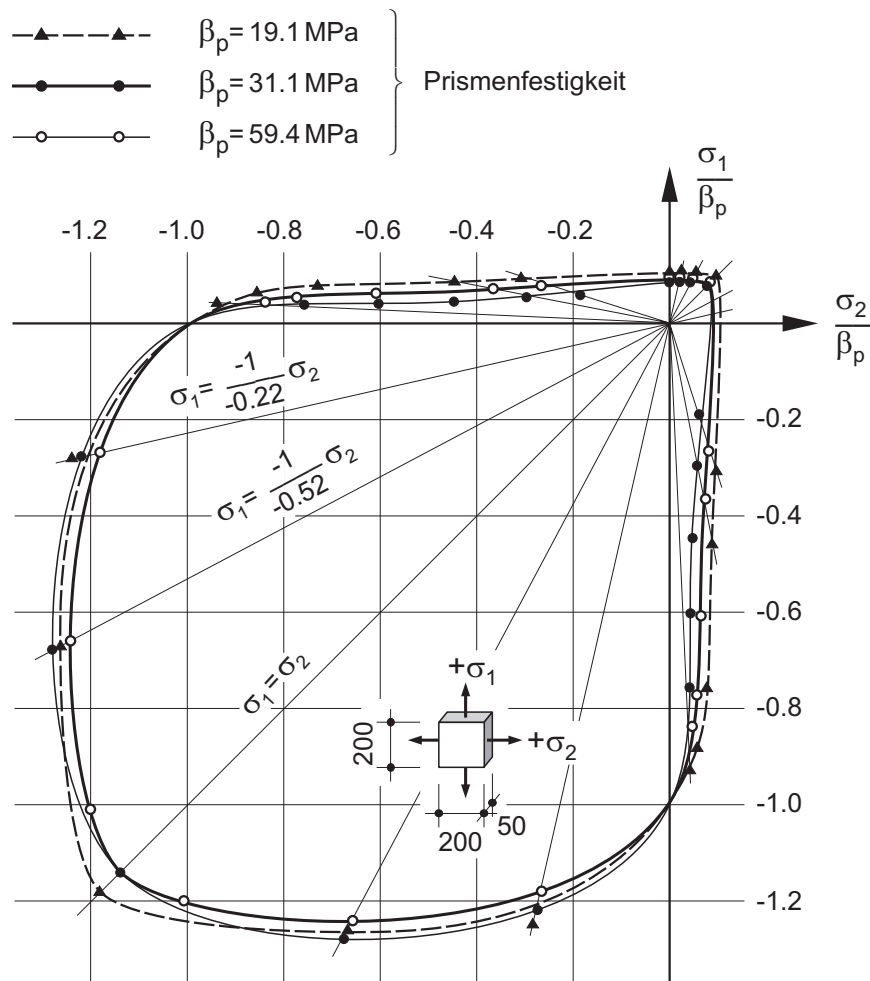


Abbildung 2-11 Versagenskurve von Beton unter biaxialer Beanspruchung [52]

Die Schnittpunkte der Versagenskurve mit den Hauptspannungsachsen sind die einaxialen Zug- und Druckfestigkeiten f_t und f_c . Bei biaxialem Druck liegen die Festigkeiten immer über dem einaxialen Wert. Die maximale biaxiale Festigkeit wird bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1/\sigma_2 = 1/0,52$ erreicht und liegt bei $1,2 \cdot f_c$, bei $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ erreicht man $1,16 \cdot f_c$ [52].

Da bei den durchgeführten, in den Abschnitten 5 und 6 näher beschriebenen Versuchen aufgrund der Trägheit der den Einwirkungsbereich umgebenden Betonmasse immer von einer triaxialen Belastung ausgegangen werden kann, soll im Folgenden auch auf das Verhalten des Betons unter diesen Bedingungen eingegangen werden.

Im allgemeinen triaxialen Druckversuch wird die Probe zunächst hydrostatisch bis zu einer angestrebten Umschließungsspannung belastet, anschließend wird die Spannung in der untersuchten Axialrichtung weiter gesteigert, so dass ein Hauptspannungszustand $\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3$ erzeugt wird. Bei weggesteuerten Versuchen erhält man Kurven, wie sie in Abbildung 2-12 dargestellt sind. Das Diagramm zeigt die Differenz zwischen der Axialspannung σ_1 und der Umschließungsspannung $\sigma_2 = \sigma_3$ über der Axialdehnung ε_1 . Bei sehr kleiner Umschließungsspannung zeigt die Kurve einen Verlauf mit dem zugehörigen abfallenden Ast wie beim einaxialen Versuch.

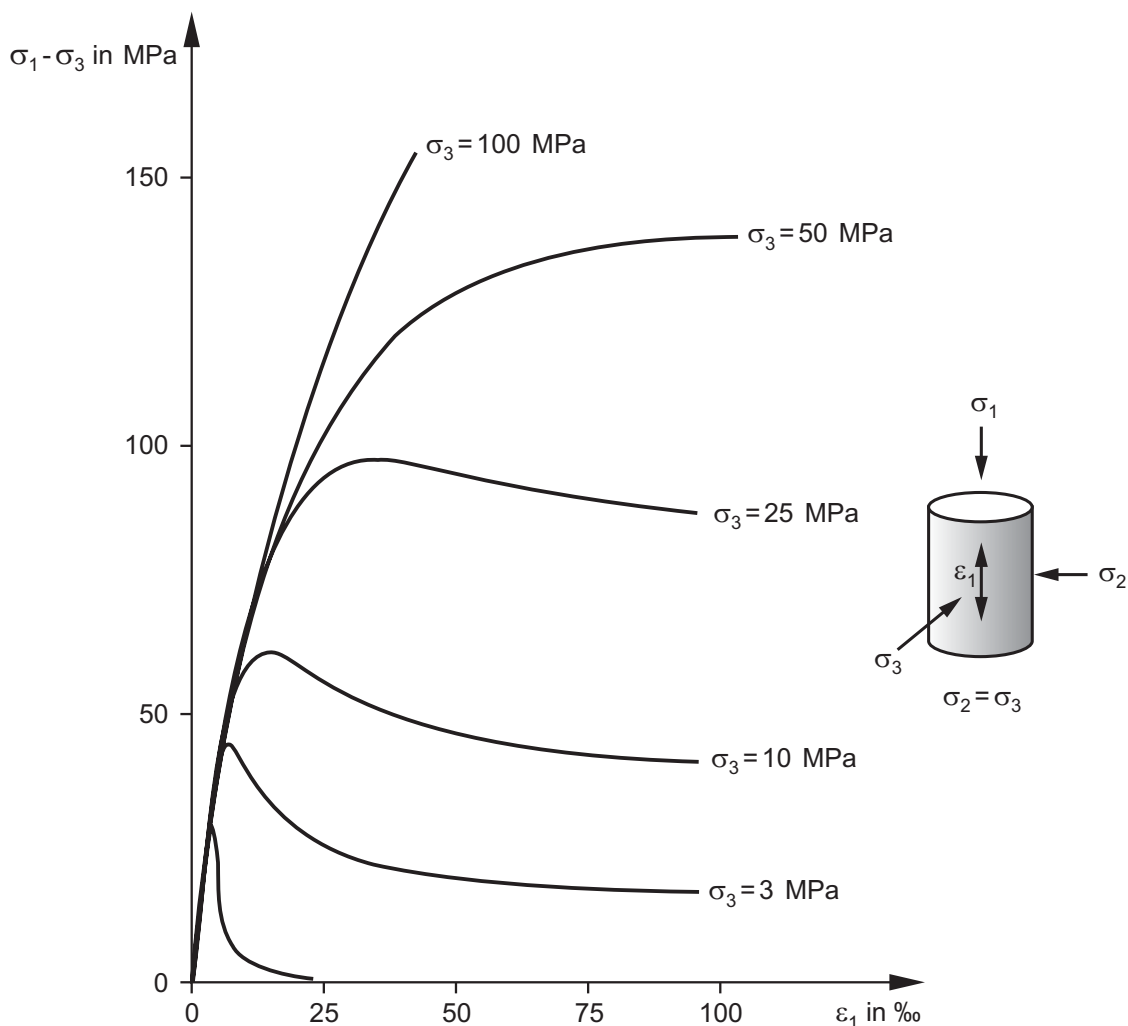


Abbildung 2-12 Spannungs-Dehnungs-Verläufe im weggesteuerten Triaxialversuch [15]

Bei höheren Umschließungsspannungen erfolgt der Spannungsabfall nach Erreichen der Höchstlast sehr viel langsamer. Wird die Umschließungsspannung weiter gesteigert, ist sogar ein Plateau konstanter Axialspannung zu erkennen. Oberhalb einer bestimmten materialabhängigen Umschließungsspannung steigt die Axialspannung immer weiter an. Würde man die Spannungen $\sigma_2 = \sigma_3$ immer der Axialspannung σ_1 anpassen, hätte man den hydrostatischen Zustand erzeugt, in dem das Material immer mehr Last aufnehmen kann, bis es zur Verflüssigung kommt. Dieses hydrostatische Materialverhalten von Beton ist bei statischer Belastung bis zum Druckbereich von etwa 1000 MPa recht gut erforscht. Unter anderem wurden von Klein [30] am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Versuche durchgeführt, die ein hydrostatisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten zeigen, wie es für poröse Materialien typisch ist (siehe Abbildung 2-13). Man erkennt gut den linearen Anstieg im elastischen Bereich, das Abflachen der Kurve im Bereich der Porenzerstörung und dann im Bereich der hohen Drücke die Festigkeitssteigerung durch Erreichen einer Struktur von dichtester Packung. Die Steigung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs bildet den Kompressionsmodul des Materials bei hydrostatischer Belastung.

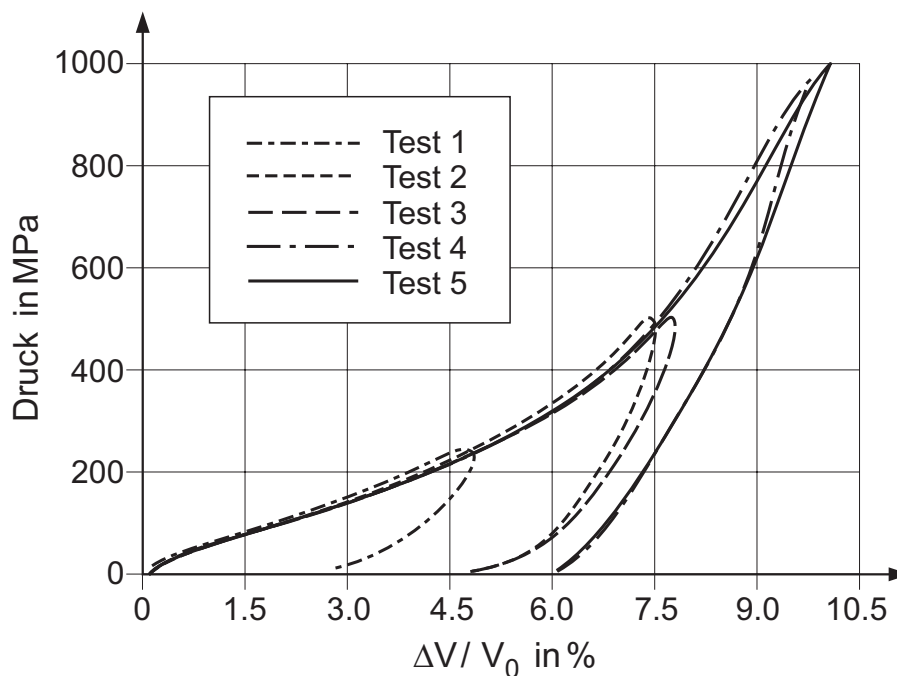


Abbildung 2-13 Durch statische Versuche gewonnene volumetrische Spannungs-Dehnungs-Kurven [30]

Es ist nur mit sehr hohem Aufwand möglich, Drücke im Bereich von über 1000 MPa statisch zu erzeugen, da man relativ schnell an die Grenzen der verfügbaren Prüfmaschinen stößt. Die in Abbildung 2-13 gezeigten Ergebnisse wurden in einer einaxialen Prüfmaschine erzielt, in dem die Betonprobe in eine möglichst steife Stahlummantelung eingeschlossen wurde, so dass die Umschließungsspannung automatisch durch die Steifigkeit der Ummantelung aufgebaut wurde. Aus den genannten Gründen werden solche hohen Drücke meist durch dynamische Belastungen realisiert. Es besteht die Möglichkeit von Beschussexperimenten oder Versuchen mit Hilfe von Explosivstoffen, wie sie im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden. Auf diesem Gebiet sowie im Bereich sehr hoher Drücke liegen allerdings nur wenig Erkenntnisse vor. Die prinzipielle Versagensfläche von Beton ist in dem Bereich der durch statische Versuche abgedeckt wird (< 1000 MPa) sehr gut bekannt (siehe Abbildung 2-14). Die hydrostatische Achse ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) wird als Äquisektrix bezeichnet. Senkrecht zur Äquisektrix liegende Ebenen innerhalb der Versagensfläche bezeichnet man auch als Deviatorebenen. Bewegt man sich auf diesen Ebenen von der Äquisektrix zur Versagensfläche, so erhält man den deviatorischen Spannungsanteil τ , der vom Material noch ertragen werden kann (siehe Abschnitt 2.4). Bei einem hydrostatischen Druck von 1000 MPa beträgt der deviatorische Anteil ungefähr 250 MPa.

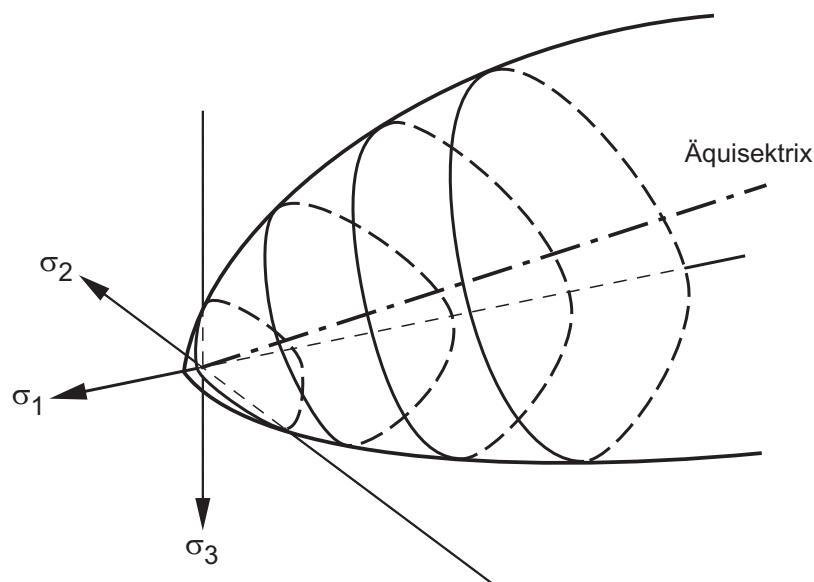


Abbildung 2-14 Prinzipielle Versagensfläche von Beton im Spannungsraum mit verschiedenen Deviatorebenen

2.4 Deviatorischer Anteil des Spannungszustandes

Wie bereits im vorigen Abschnitt erwähnt, kann man den Spannungszustand in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil aufspalten. Um den deviatorischen Anteil aus Messungen zweier Spannungsrichtungen oder aus dem hydrostatischen Druck und einer Spannungsrichtung bestimmen zu können, wird die triaxiale oktahedrale Materialbeschreibung gewählt, die von Chen/Saleeb detailliert beschrieben wurde [15]. Der hydrostatische Druck ist in dann gegeben durch den Ausdruck:

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad \text{Gleichung 2-12}$$

Im Fall einer Belastung durch Kontaktdetonation mit einem Plane-Wave-Generator (siehe Abschnitt 5.2) kann man durch die spezielle Form und den Aufbau der Ladung aus zwei Sprengstoffen unterschiedlicher Detonationsgeschwindigkeiten davon ausgehen, dass eine ebene Druckwelle in den Beton eindringt. Hierbei stellt σ_{11} die Belastungsrichtung dar und deshalb gilt im ladungsnahen Bereich aufgrund der Isotropie des Materials:

$$\sigma_{11} \neq \sigma_{22} = \sigma_{33} \quad \text{Gleichung 2-13}$$

und man erhält somit:

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_{11} + 2\sigma_{22}) \quad \text{Gleichung 2-14}$$

Der deviatorische Anteil des Spannungszustandes ergibt sich zu:

$$\tau_0 = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} \quad \text{Gleichung 2-15}$$

Hierbei ist

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} \quad \text{Gleichung 2-16}$$

die 2. Invariante des deviatorischen Spannungstensors s_{ij} .

Dies führt somit in der Hauptspannungsformulierung zu:

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad \text{Gleichung 2-17}$$

Setzt man nun auch hier

$$\sigma_{11} \neq 0; \sigma_{22} = \sigma_{33} \neq 0, \quad \text{Gleichung 2-18}$$

so erhält man:

$$\tau_0 = \sqrt{\frac{2}{9}} (\sigma_{11} - \sigma_{22}) \quad \text{Gleichung 2-19}$$

Man kann somit also durch Kenntnis zweier Spannungskomponenten oder des hydrostatischen Drucks und einer Spannungskomponente die deviatorische Spannung τ_0 berechnen. Mit Hilfe der Deviatorebenen lässt sich die Form der Versagensfläche gut erklären. Wie bereits im Abschnitt 2.3 ausgeführt, kann man den Spannungszustand im Hauptspannungsraum auch über den hydrostatischen und deviatorischen Anteil ausdrücken. Dieser Spannungsraum wird auch als Haigh-Westergaard-Raum bezeichnet [15]. Jeder Punkt in diesem Raum stellt einen möglichen Spannungszustand dar, wobei nur Punkte innerhalb einer bestimmten Versagensfläche vom Werkstoff ertragen werden können.

Bildet man eine so genannte Rendulic-Ebene, die durch Äquisektrix und eine Hauptspannungsachse aufgespannt wird, so erhält bei deren Schnitt durch die Versagensfläche den Zugmeridian und bei Drehung der Rendulic-Ebene um die Äquisektrix um $\theta = 60^\circ$ den Druckmeridian. Zur Darstellung der Meridiane kann man die Formulierung in Haigh-Westergaard-Koordinaten benutzen, wobei θ den deviatorischen Winkel bezeichnet, ξ proportional zur Oktaeder-Normalspannung σ_{oct} und ρ proportional zur Oktaeder-Schubspannung τ_{oct} ist. Die Proportionalitäten ergeben sich zu:

$$\xi = \sqrt{3} \sigma_{oct} \quad \text{und} \quad \rho = \sqrt{3} \tau_{oct} \quad \text{Gleichung 2-20}$$

Beide in Abbildung 2-15 dargestellten Meridiane starten vom hydrostatischen Zugversagenspunkt und öffnen sich in Richtung der negativen hydrostatischen Achse.

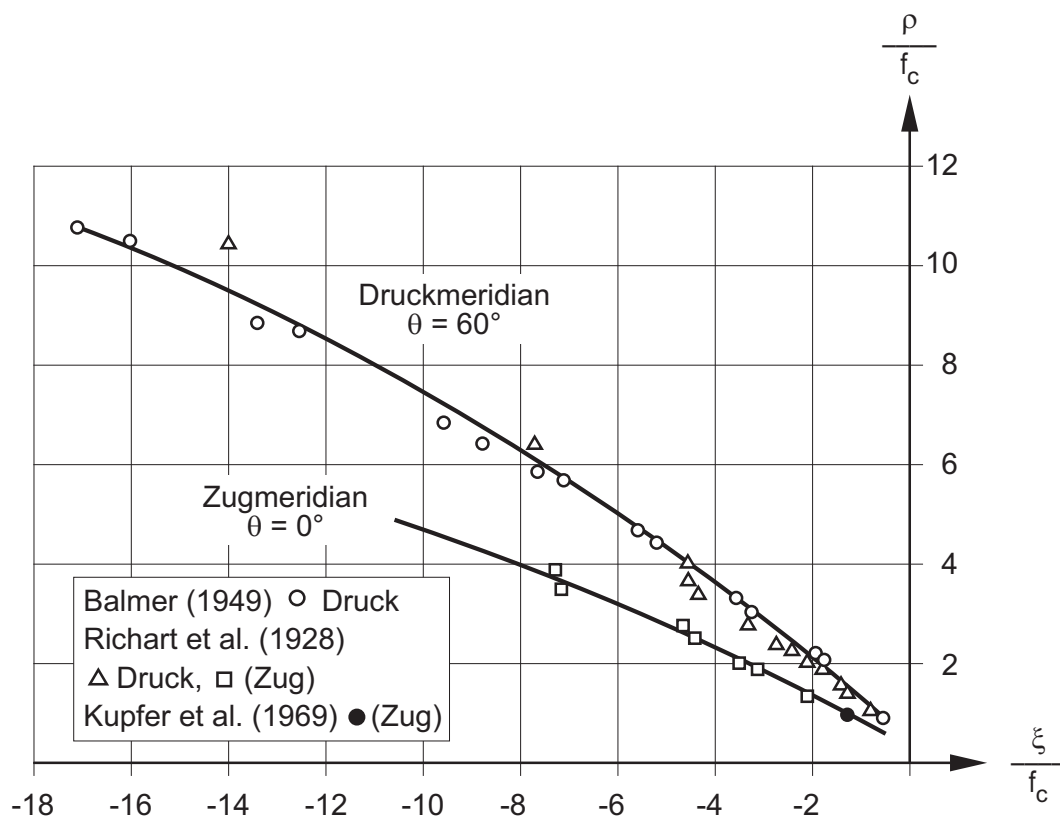


Abbildung 2-15 Zug- und Druckmeridiane der Versagensfläche ([8], [54], [75])

Es lässt sich aus der obigen Abbildung 2-15 ablesen, dass der wachsende hydrostatische Druck für Effekte verantwortlich ist, welche die Schubtragfähigkeit des Materials erhöhen. Beide Meridiane sind zur hydrostatischen Achse hin konvex gekrümmt.

Der deviatorische Radius ρ_t des Zugmeridians ist aufgrund der im Vergleich zur maximalen Druckfestigkeit f_c geringeren Zugfestigkeit immer kleiner als der deviatorische Radius ρ_c des Druckmeridians. Mit steigendem Druck strebt ihr Verhältnis allerdings gegen eins, wie aus den deviatorischen Schnitten, die in Abbildung 2-16 dargestellt sind, deutlich wird.

Im Bereich kleiner Drücke haben die Schnitte eine mehr dreieckige Form, die sich dann mit steigendem Druck der Kreisform annähert. Die deutlich zu erkennende 60° -Symmetrie kommt von der anfänglichen Isotropie des Betons. Über den weiteren Verlauf der deviatorischen Spannungsanteile wurden bisher nur Vermutungen angestellt, es konnten aber noch keine Hinweise darauf gefunden werden, die eine Annäherung der Meridiane an die hydrostatische Achse vermuten lassen.

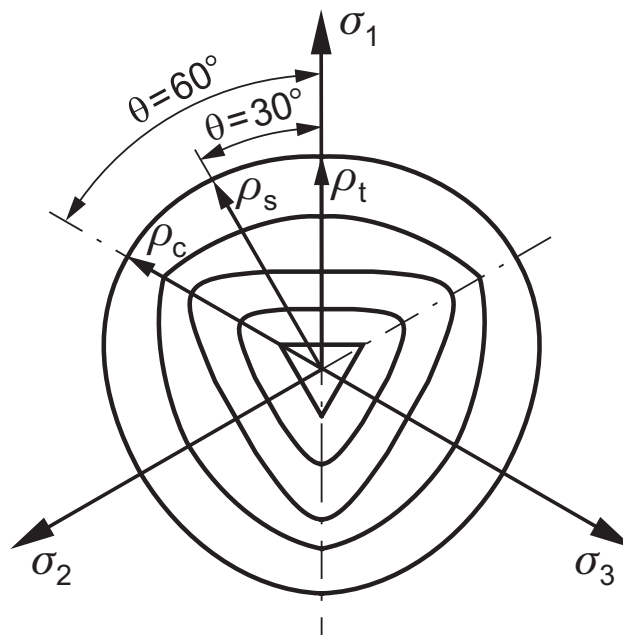


Abbildung 2-16 Deviatorebenen der Versagensfläche von Beton [15]

Im Rahmen dieses Projekts konnten erste Versuchsergebnisse gewonnen werden (siehe Abschnitt 5.3), die auf eine Aufweitung der Deviatorebenen schließen lassen, so wie sie in Abbildung 2-17 als hellgraue Variante im oberen Druckbereich angedeutet ist. Dies bedeutet, dass mit steigendem hydrostatischem Druck auch ein höherer deviatorischer Druck ertragen werden kann.

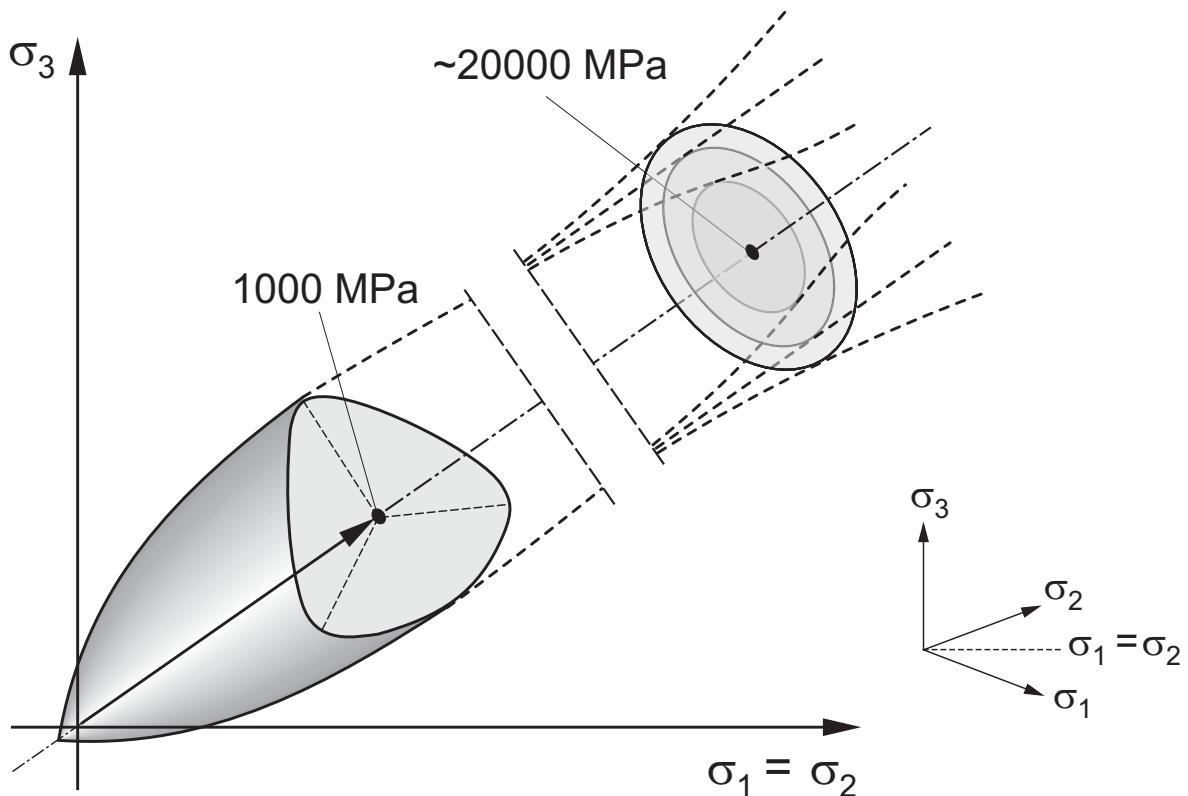


Abbildung 2-17 Versagensfläche von Beton im Spannungsraum

An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass die gerade diskutierten Annahmen nur gelten, solange im Beton keine durch die Temperatur bedingten Gefügeveränderungen auftreten. Sollte sich der Werkstoff im Bereich extrem hoher Drücke ($\gg 50$ GPa) durch Verflüssigung verändern, kann natürlich nur noch eine rein hydrostatische Belastung ertragen werden.

2.5 Strain-Rate-Effekt

Die oben diskutierte Versagensfläche ist in guter Näherung unabhängig vom Belastungspfad, wobei allerdings in einer Vielzahl von Versuchen eine deutliche Abhängigkeit des Versagens von der Belastungsgeschwindigkeit festgestellt wurde, die auch als Strain-Rate-Effekt bezeichnet wird .

Für den Fall des einaxialen Zugs berichten alle Autoren von einem Anstieg der Zugfestigkeit verbunden mit dem Anstieg der Dehnung im Versagenszustand. In der folgenden Abbildung 2-18 sind verschiedene Messwerte der einaxialen Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit dargestellt [6].

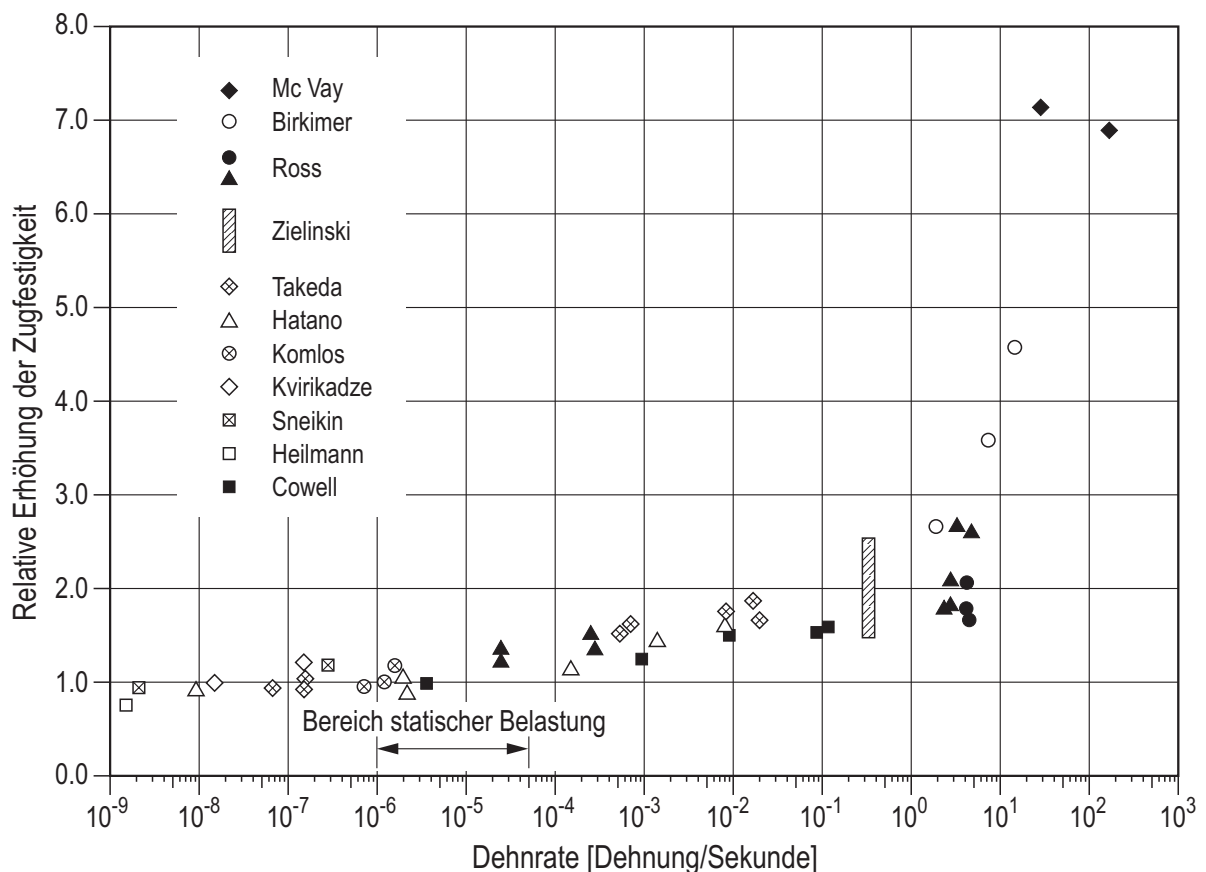


Abbildung 2-18 Einaxiale Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit [6]

Im Bereich geringer Dehngeschwindigkeiten (bis ca. 10^{-1} s^{-1}) wird eine moderate Steigerung der Zugfestigkeit bis zu einer Verdopplung beobachtet. Bei schnelleren Belastungen erfolgt dann ein deutlicherer Anstieg der Festigkeit, die auch mehr als das 5-fache der statischen Festigkeit betragen kann. Manche Autoren berichten von noch größeren Festigkeitssteigerungen.

Von Curbach [20] und Bachmann [6] wurde dieser Effekt durch lokale Massenträgheit im Beton erklärt. Einerseits wird die Spannungsverteilung im Beton durch Welleneffekte beeinflusst und andererseits ist der Rissbildung durch die Materialträgheit eine obere Grenze der Ausbreitungsgeschwindigkeit gesetzt. Bei Versuchen am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe konnte die obere Grenze für Rissausbreitungsgeschwindigkeiten mit etwa 500 m/s angegeben werden [20].

Der Versagensmechanismus im dynamischen Fall unterscheidet sich vom statischen Fall dadurch, dass viele kleine Risse gebildet werden und damit eine höhere mittlere Spannung vom Material ertragen werden kann, bevor die Risse die Probe durchlaufen können und ein Versagen hervorrufen. Im statischen Fall bildet sich eine kleine Anzahl großer Risse aus, die genügend Zeit haben, die gesamte Probe zu durchlaufen und zum Versagen zu führen.

Sehr ähnlich verhält es sich im Fall von Druckbeanspruchungen. Auch hier wurde von vielen Autoren eine Steigerung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit festgestellt. Ergebnisse verschiedener Autoren sind in Abbildung 2-19 dargestellt.

Die Erhöhung der Druckfestigkeit im einaxialen Fall beschreibt qualitativ den gleichen Verlauf wie die Zugfestigkeit, allerdings sind die Erhöhungen geringer. Am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe wurden ebenfalls Versuche zum Elastizitätsmodul bei schnellen Druckbelastungen durchgeführt, wobei sich prinzipiell unveränderte Werte im Vergleich zum statischen Fall ergaben, was die Vermutung nahe legt, dass die im dynamischen Fall zu erreichende Bruchdehnung mit der Dehngeschwindigkeit ansteigt.

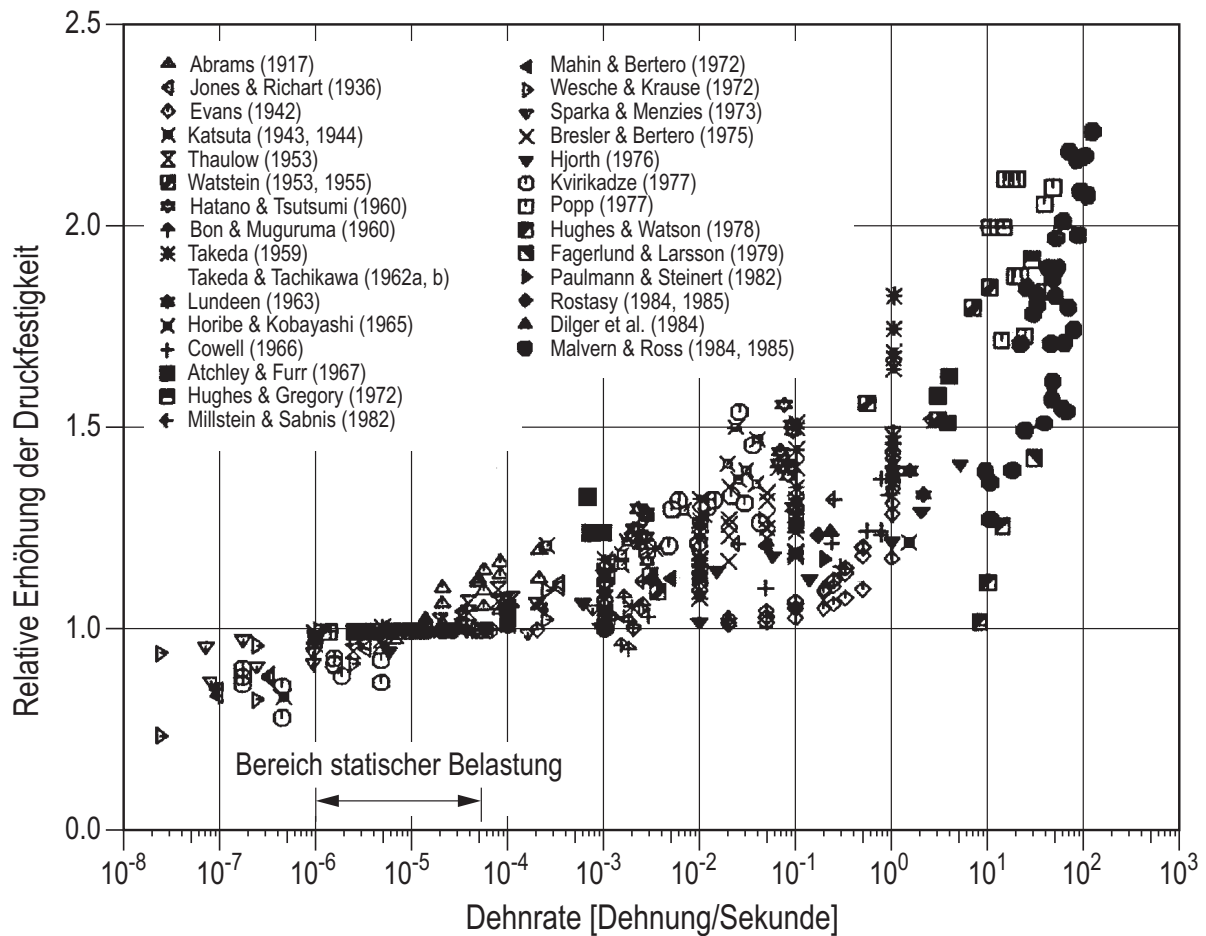


Abbildung 2-19 Einaxiale Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit [6]

Bisher werden für den Anstieg der Druckfestigkeit bei hohen Dehngeschwindigkeiten ähnliche Ursachen angenommen wie im Fall der Zugbelastung, dieser Punkt ist aber noch Gegenstand aktueller Forschung.

Eine andere offene Frage ist, ob die Erhöhung der Festigkeit bei dynamischen Belastungen nur eine Funktion der Dehngeschwindigkeit ist, oder ob möglicherweise noch andere Effekte eine Rolle spielen. Die meisten Versuche zur Dehnratenabhängigkeit der Festigkeit wurden mit monotonen Belastungen durchgeführt. Es wurde bis zum Versagen eine bestimmte Dehngeschwindigkeit vorgegeben und dem Ergebnis für die Festigkeit bei dieser Dehnrade zugeordnet.

In den realen Versuchssituationen variiert die Dehnrage während der Belastung meistens sehr stark und ist oft im Zeitpunkt der Maximallast sehr gering oder sogar gleich Null. Betrachtet man etwa die Stoßbelastung eines beliebigen Bauteils, wie sie in Abbildung 2-20 prinzipiell dargestellt ist, so ist die maximale Last im Moment des Auftretens der maximalen Durchbiegung erreicht. Genau zu diesem Zeitpunkt allerdings ist die Dehngeschwindigkeit gleich Null. In vielen Versuchen konnte gezeigt werden, dass die ermittelten dynamischen Festigkeiten die statischen deutlich überschreiten.

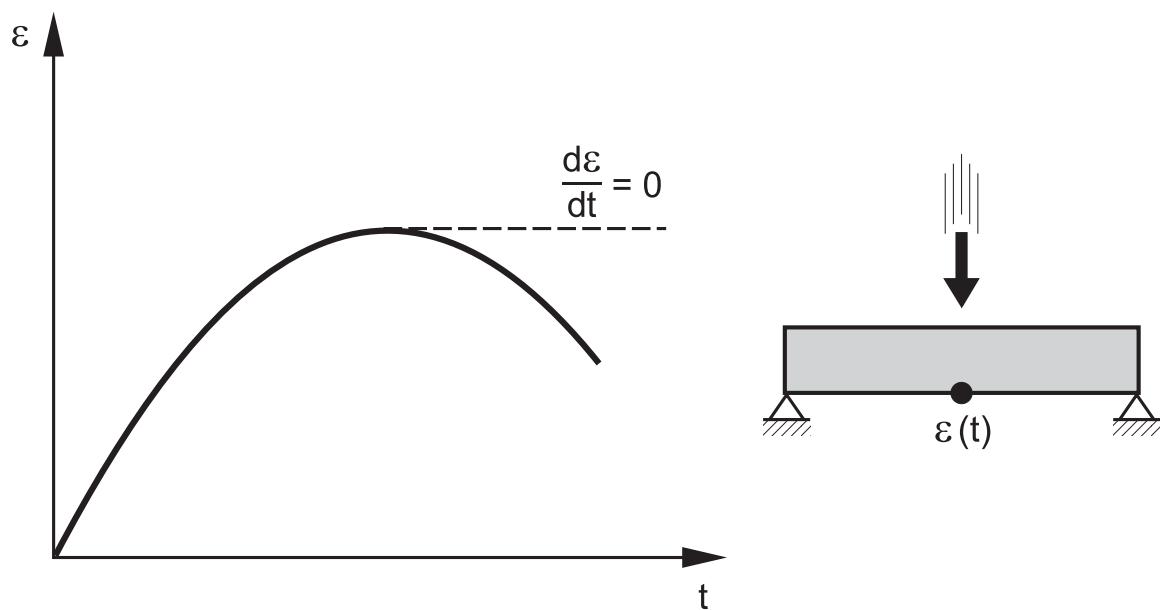


Abbildung 2-20 Dehnungs-Zeit-Verlauf eines Bauteils unter Stoßbelastung [32]

Die Last, die ein Betonkörper erträgt, ist damit nicht nur von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig, sondern auch von der Lastgeschichte. Die Schädigung des Probekörpers kann sich aufgrund des schnellen Durchlaufens der Dehngeschichte nicht so einstellen, wie das bei der statischen Belastung der Fall wäre. Dieser für das Tragverhalten positive Effekt ist ebenfalls Gegenstand aktueller Forschung.

3 Stand der Erkenntnis

3.1 Versuche zur Stoffgesetzformulierung

Wie schon in den vorigen Abschnitten beschrieben, stößt man beim Versuch, das Material Beton im Bereich hoher Druckbelastungen zu beschreiben, schnell an die Grenzen der statischen Vorgehensweise. Diese Grenzen werden bedingt durch die Maximalkräfte der zur Verfügung stehenden Prüfmaschinen und die erforderliche Probengröße bei einem solch inhomogenen Material wie Beton. Die Erzeugung großer Druckspannungen ist mit dynamischen Verfahren sehr viel leichter, allerdings tritt dabei die Problematik der schnellen Registrierung der Messsignale auf. Wie schon in Abschnitt 2.2 erwähnt, erzeugt man im Betonprobekörper Schockwellen, die diesen durchlaufen. Ein kurzer Überblick über bisherige Arbeiten auf diesem Gebiet und dem Gebiet der Schockwellen im Allgemeinen soll im Folgenden gegeben werden.

Da in Gasen die Drücke zur Erzeugung von Schockwellen wesentlich geringer sind als in Feststoffen, wurden die ersten Untersuchungen am Ende des 19. Jahrhunderts an verschiedenen Gasen durchgeführt. Es genügen Drücke von einigen MPa, um Schockwellen zu erzeugen und die Stoffbeschreibung ist durch das Wegfallen von deviatorischen Spannungsanteilen einfacher. Die ersten bedeutenden Arbeiten wurden ausgangs des letzten Jahrhunderts von Rankine [71] (1870) und Hugoniot [47] (1887) verfasst.

In den vierziger Jahren des 20. Jahrhunderts wurde mit der Forschung auf dem Gebiet der Festkörper unter Schockwellenbelastung begonnen, wobei man sich zuerst auf die Metalle beschränkte, die durch einfachere Materialbeschreibungen charakterisiert werden können. Erst im weiteren Verlauf begann man auch damit, nichtmetallische Werkstoffe zu untersuchen, da sich neue Anwendungsgebiete ergaben. Als Beispiele seien hier die Diamantenproduktion und das Schweißen mit Hilfe von Sprengstoffen genannt.

Am Anfang der Schockwellenforschung realisierte man die Belastung in den meisten Fällen durch Kontaktdetonationen, wobei man je nach Art des verwendeten Sprengstoffs Drücke im Bereich von 10 bis 50 GPa erzeugen konnte. Eine gute Übersicht ist in der Arbeit von Rice [74] aus dem Jahr 1958 zu finden.

Im weiteren Verlauf der Forschungstätigkeit auf dem fraglichen Gebiet, begann man Beschussversuche mit Gaskanonen durchzuführen, mit denen man Geschwindigkeiten bis zu 8000 m/s erreichen und damit Drücke bis in den Bereich von mehreren 100 GPa hervorzurufen konnte. Mit durch Sprengmittel angetriebenen Projektilen gelingt es sogar mit Geschwindigkeiten von annähernd 20 000 m/s zu arbeiten und somit noch höhere Drücke zu erzeugen. Möchte man diese Drücke noch weiter steigern, so ist das nur mit atomaren Explosionen möglich, wobei vereinzelt von Drücken im Bereich von mehreren TPa berichtet wird ([68], [91]). Es gibt Tabellenwerke mit Hugoniot-Kurven für eine große Auswahl von Materialien ([56], [58], [89]).

Im Forschungsbereich von Beton unter Schockwelleneinwirkung existieren nur wenige Arbeiten. Im Jahr 1971 veröffentlichten Read und Maiden [72] in einem Report eine Übersicht über das Verhalten von Mörtel, Faserbeton und Beton unter dynamischer Belastung, in dem sie auch über die Arbeit von Gregson [38] berichten. Dieser untersuchte an Mörtelproben mit einem Größtkorn von 3,2 mm den Verlauf der Hugoniot-Kurve mit Hilfe einer Gaskanone. Die Probenabmessungen in Belastungsrichtung betrugen maximal 1,27 cm und sind damit ebenso wie das Größtkorn eigentlich zu klein, um vergleichbar mit Beton sein zu können.

Grady [36] beschäftigte sich 1971 ebenfalls mit Beton unter hochdynamischer Belastung. Er benutzte eine Gaskanone und erreichte Drücke bis zu 2000 MPa. Die Proben wurden durch Sägen von Bohrkernen erzeugt und hatten eine maximale Dicke von 1,5 cm, was der Heterogenität des Werkstoffes nicht gerecht wird. Man geht bei Beton eigentlich davon aus, dass der Probekörper mindestens die dreifache Größtkornabmessung haben sollte, im Idealfall allerdings noch mehr, um eine homogene Verteilung der Zuschlagsstoffe zu gewährleisten.

Die beiden letztgenannten und die Arbeit von Ockert [62] aus dem Jahr 1997 stellen die wesentliche Basis der bisherigen Ergebnisse auf dem betrachteten Forschungsgebiet dar. Weitere Arbeiten stammen von Albertini et .al. [1], Sheridan ([83], [84], [85]), Hoy [44] und McVay [59], wobei in diesen keine Ergebnisse im Bereich sehr hoher Drücke gewonnen werden konnten.

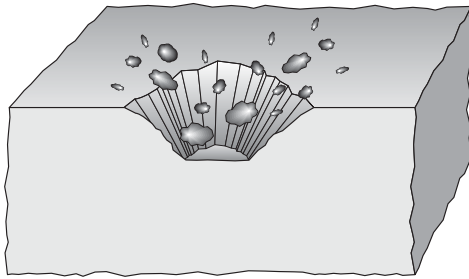
Viele Untersuchungen wurden im militärischem Bereich durchgeführt und beschäftigen sich meist nur mit der Registrierung der Schädigung der beanspruchten Struktur. Diese Arbeiten sind leider nicht veröffentlicht.

Bei den zu betrachtenden Belastungen tritt gewöhnlich ein lokales Versagen des Probekörpers ein. Bei sehr starken Belastungen kann es allerdings sein, dass sich die eigentlich lokal auftretenden Effekte so auswirken, dass ein Gesamtversagen des Körpers eintritt, das sich vom üblichen globalen Biegeversagen unterscheidet. Es findet eine globale Fragmentierung statt, die von der Überlagerung verschiedener lokaler Effekte herrührt, das bedeutet, verschiedene Arten der Schädigung treten gemeinsam auf [67]. Die verschiedenen lokalen Schädigungsmechanismen sind in der folgenden Abbildung 3-1 dargestellt.

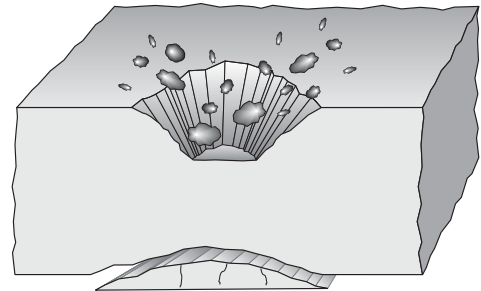
Abplatzungen auf der Belastungsseite werden Spalling genannt. Damit wird die Kraterbildung, die durch die Ausbreitung der Druckwelle im Probekörper und somit von den Radial- und Umfangszugspannungen hervorgerufen wird, bezeichnet. Der Beton im unmittelbaren Einwirkungsbereich der Belastung wird mit hoher Geschwindigkeit zur Seite gedrückt und als Fragmente verschiedener Größe aus dem entstehenden Krater ausgeworfen. Von diesen wegfliegenden Fragmenten geht bei einer dynamischen Belastung die größte Gefahr für die Umgebung aus.

Auf der lastabgewandten Seite kann es ebenfalls zu Abplatzungen kommen, diese werden als Scabbing bezeichnet und rühren vom Zugversagen des Betons, hervorgerufen durch die aus der reflektierten Druckwelle an der lastabgewandten Seite resultierenden Zugwelle. Bei schwach oder gar gänzlich unbewehrten Bauteilen bildet sich ein größerer Krater durch den Scabbing-Effekt an der Rückseite aus als durch Spalling auf der direkt belasteten Seite.

Spalling

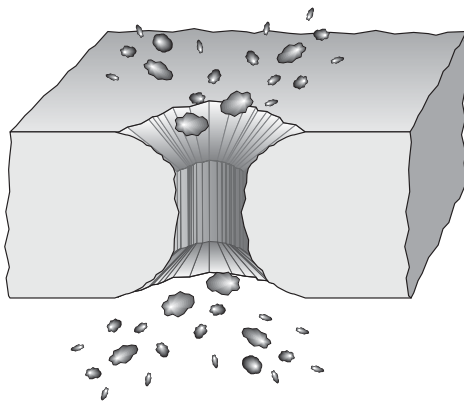


Spalling



Scabbing

Perforation



lokales Durchstanzen

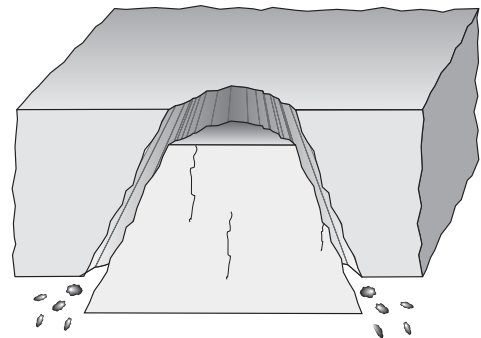


Abbildung 3-1 Verschiedene Arten lokaler Schädigung bei dynamischer Belastung einer Betonplatte

Haben die Krater aus den beiden letztgenannten Effekte eine derartige Tiefe, dass kein Zwischenbeton verbleibt, oder ebenfalls mit ausgelöst wird, so spricht man von der Perforation des Bauteils.

Als Durchstanzen bezeichnet man das Ausbilden einer kegelförmigen Schädigungszone innerhalb derer das Betongefüge stark zerstört ist und die sich durch Schubversagen an den Randbereichen des Kegels ablöst. Diese Schädigungsform tritt vor allem bei schnellem Beschuss auf.

3.2 Sprengtechnischer Abbruch in der Praxis

Eine Anwendung der Sprengtechnik ist der Abbruch bestehender Bausubstanz. Insbesondere beim Niederbringen sehr massiger Bauteile oder beim Abbruch unter Zeitdruck bietet sich der Abbruch durch Sprengen an. Die gängige Sprengpraxis beruht auf empirischen Bemessungsformeln für die verwendeten Ladungsmengen und der Erfahrung des jeweiligen Sprengberechtigten, der unter Aufsicht eines Gutachters Ladungsmengen und Vorgehensweise festlegt [41]. Maßnahmen zum Schutz der Umgebung werden ebenfalls von Fall zu Fall durch diese Verantwortlichen festgelegt. Da es sich hierbei häufig um volkswirtschaftlich sensitive Maßnahmen wie beispielsweise Straßen- und Bahnstreckensperrungen handelt, wären erweiterte Kenntnisse insbesondere zu Einwirkungen auf die Umgebung zur Erstellung von Prognosen wünschenswert.

Im Hinblick auf die oben genannten Punkte wurden im Rahmen dieser Arbeit mehrere Abbruchsprengungen begleitet, um Einblick in die verschiedenen Vorgehensweisen in der praktischen Anwendung zu bekommen. Es wurden verschiedene Arten von Sprengungen beobachtet und dokumentiert. An den folgenden Beispielen soll die gängige Sprengpraxis dargestellt werden.

Am häufigsten wird die Sprengtechnik beim Abbruch von Schornsteinen angewandt. Durch die Höhe dieser Bauwerke ist der konventionelle Abbruch meist sehr aufwendig und schwierig. Zwei Kippsprengungen von Schornsteinen auf ein vorbereitetes Fallbett wurden dokumentiert. Die Vorgehensweise war in beiden Fällen äquivalent, zuerst wurde der Schornstein auf der Seite der Fallrichtung durch Einbringen von Sägeschnitten und Trennen von Teilen der Bewehrung konventionell geschwächt, um dann beim eigentlichen Sprengvorgang ein ausreichendes Sprengmaul zu erzeugen, das ein Kippen in Richtung Fallbett bewirkt. Leichte Abweichungen von der vorgesehenen Fallrichtung sind derzeit unvermeidlich und sollten durch genauere Kenntnisse des Materials und eine exakte Simulation unter Berücksichtigung der äußeren Einflüsse reduziert werden. Der Ablauf einer solchen Kippsprengung eines Schornsteins ist in Abbildung 3-2 dargestellt.



Abbildung 3-2 Fallbewegung des Schornsteins bei einer Kippsprengung

In der Bilderserie ist sehr gut zu erkennen, dass der Schornstein in der Fallbewegung zwischen dem unteren und dem mittleren Drittel auseinander bricht. Dies lässt sich anhand der durch die Winkelbeschleunigung entstehenden Biegemomente erklären [90]. In der folgenden Abbildung 3-3 ist eine Prinzipskizze des zu betrachtenden Vorgangs dargestellt.

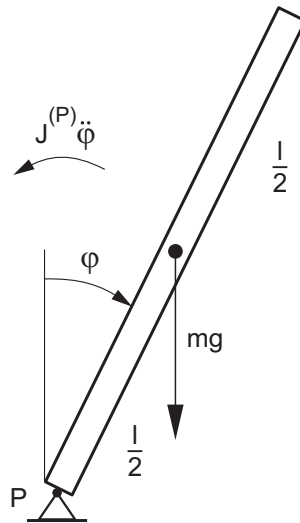


Abbildung 3-3 Prinzipskizze zur Kippbewegung eines Schornsteins [90]

Geht man vom Drallsatz für die Drehung eines starren Körpers um eine feste Achse in der skalaren Form aus:

$$J^{(P)}\ddot{\varphi} = M_{z\text{Res}}^{(P)} \quad \text{Gleichung 3-1}$$

und setzt als einzige äußere Kraft, die bezüglich der Drehachse ein Moment bewirkt, die Gewichtskraft mg , so erhält man:

$$J^{(P)}\ddot{\varphi} - mg \frac{l}{2} \sin \varphi = 0 \quad \text{Gleichung 3-2}$$

Hierbei wurde zur Vereinfachung ein konstanter Querschnitt und ein reibungsfreies Drehlager angenommen. $J^{(P)}$ bezeichnet das Massenträgheitsmoment bei einer Drehung um den Punkt P und M_{zRes} das resultierende Moment aller am Körper angreifender Kräfte, das wie bereits erwähnt durch die am Schwerpunkt angreifende Gewichtskraft ersetzt wird.

Der Schornstein wird außerdem als schlanker Stab angenommen, was für das Massenträgheitsmoment $J^{(P)}$ zu folgendem Ansatz führt:

$$J^{(P)} = \frac{ml^2}{3} \quad \text{Gleichung 3-3}$$

Somit ergibt sich die nichtlineare Bewegungsgleichung:

$$\ddot{\varphi} - \frac{3g}{2l} \sin \varphi = 0 \quad \text{Gleichung 3-4}$$

deren triviale Lösung $\varphi(t) = 0$ dem Fall entspricht, dass der Schornstein nach der Sprengung vertikal stehen bleibt. Interessiert man sich für die Fallbewegung, kann man für deren Beginn und somit kleine Winkel ($\varphi \ll 1$) die Näherung $\sin \varphi \approx \varphi$ annehmen und somit ergibt sich:

$$\ddot{\varphi} - \lambda^2 \varphi = 0, \quad \text{mit } \lambda = \sqrt{\frac{3g}{2l}} \quad \text{Gleichung 3-5}$$

Die Lösung dieser Gleichung lautet:

$$\varphi = C_1 e^{\lambda t} + C_2 e^{-\lambda t} \quad \text{mit den Konstanten } C_1 \text{ und } C_2 \quad \text{Gleichung 3-6}$$

Setzt man voraus, dass der Schornstein nicht ideal vertikal steht, also eine kleine Anfangsneigung φ_0 und eine Anfangsgeschwindigkeit ω_0 besteht, ergibt sich als Lösungsfunktion:

$$\varphi = \frac{\varphi_0 + \frac{\omega_0}{\lambda}}{2} e^{\lambda t} + \frac{\varphi_0 - \frac{\omega_0}{\lambda}}{2} e^{-\lambda t} \quad \text{Gleichung 3-7}$$

Der erste Term stellt sicher, dass der Schornstein mit wachsendem φ , also beschleunigt kippt, wobei die Anfangsstörungen φ_0 und ω_0 nicht gleichzeitig Null sein dürfen.

Möchte man nun den eigentlichen Bruch beim Kippvorgang betrachten, so muss man nun die Stelle des Schornsteins bestimmen, an der das größte Biegemoment auftritt. Hierzu muss man die Belastung quer zur Schornsteinachse bestimmen. Nimmt man ein Balkenelement der Länge dr , das die Masse $dm = m/l dr$ besitzt, heraus, so kann man auch die daran angreifenden Trägheitskräfte

$$dF_1 = r \ddot{\varphi} dm \quad \text{und} \quad dF_2 = r \dot{\varphi}^2 dm \quad \text{Gleichung 3-8}$$

und die Gewichtskraft $dG = g dm$ angeben (siehe Abbildung 3-4).

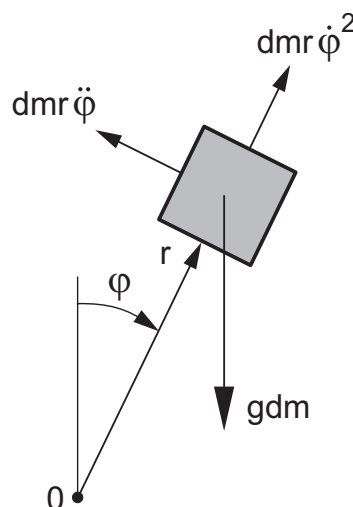


Abbildung 3-4 An einem Balkenelement angreifende Kräfte [90]

Die auf den Balken wirkende Streckenlast beträgt:

$$q = \frac{dF_1}{dr} + \frac{dG}{dr} \sin \varphi = (-r \ddot{\varphi} + g \sin \varphi) \frac{m}{l} \quad \text{Gleichung 3-9}$$

Das extremale Biegemoment tritt an der Nullstelle der Querkraft auf, es ist:

$$\frac{dQ}{dr} = -q \quad \text{Gleichung 3-10}$$

was nach Integration zu

$$Q = - \left(-\frac{r^2}{2} \ddot{\varphi} + r g \sin \varphi \right) \frac{m}{l} + C \quad \text{Gleichung 3-11}$$

führt, wobei die Integrationskonstante C aus der Randbedingung $Q(l) = 0$ folgt und man folgende Formulierung erhält:

$$Q = \left(\frac{r^2 - l^2}{2} \ddot{\varphi} + (l - r) g \sin \varphi \right) \frac{m}{l} \quad \text{Gleichung 3-12}$$

Setzt man nun die in Gleichung 3-4 dargestellte Bewegungsgleichung ein, so erhält man:

$$Q = \left(3r^2 - 4lr + l^2 \right) \frac{m g}{4l^2} \sin \varphi \quad \text{Gleichung 3-13}$$

mit den Nullstellen bei $r_1 = l$ und $r_2 = l/3$. Da bei $r_1 = l$ das Moment Null wird, bricht der Schornstein bei $r_2 = l/3$, das heißt im Drittelpunkt seiner Länge vom Gelenk aus gesehen, auseinander.

Eine Kombination von konventionellem und sprengtechnischem Abbruch stellt die Auflockerungssprengung dar. Sprengungen dieser Art wurden ebenfalls an zwei verschiedenen Bauwerken dokumentiert. Im ersten Anwendungsfall handelte es sich um ein Brückenwiderlager einer Bahnunterführung am Frankfurter Hauptbahnhof, das innerhalb von einer Nacht abgerissen werden sollte, um den ungestörten Bahnbetrieb zu gewährleisten. Nach Auflockerung des Betonwiderlagers konnten die Fragmente konventionell abgetragen werden und ein vorbereitetes Brückensegment auf zuvor hinter den alten Widerlagern betonierte neue Widerlager geschoben werden. Eine weitere beobachtete Auflockerungssprengung wurde im Innenraum durchgeführt. Es sollten ca. 60 cm Aufbeton von einer Bodenplatte im vierten Untergeschoss abgetragen werden, wobei der Einsatz schweren Gerätes durch die beschränkte Zugänglichkeit der Örtlichkeit ausgeschlossen war. Nach erfolgreicher Sprengung konnten die Trümmer durch einen Kleinbagger entfernt werden.

Der Abbruch eines fehlerhaft betonierten Brückenüberbaus war ein Beispiel dafür, dass nicht nur Gebäude am Ende der Nutzungsdauer, sondern auch neu erstellte Strukturen abgebrochen werden. Der beobachtete Abbruch war durch eklatante Betoniermängel im Bereich der Spanngliedverankerungen nötig geworden. Dem Sprengberechtigten gelang es durch Anbringen von Hilfsstützen lediglich den Überbau niederzubringen und die ursprünglichen Stützen zu erhalten.

Im Hinblick auf Stahlsprengungen und das Schneiden von Bewehrungsstählen wurde der Abbruch eines Braunkohle-Absetzers mit Hilfe von Schneidladungen dokumentiert. Es handelte sich um Ladungen des Typs BLADE, die einseitig angebracht einen Stahlquerschnitt von bis zu 2,5 cm mittels einer sich durch die Detonation des Sprengstoffs ausbildenden Kupferklinge komplett zertrennen können und bei beidseitiger Montage die doppelte Schneidleistung entwickeln [76].

Eine detaillierte Beschreibung der oben vorgestellten Abbruchsprengungen findet sich in [31] und [34].

Im Folgenden soll die ebenfalls begleitete Kippsprengung eines Gebäudes näher erläutert werden. Hierbei handelt es sich um das Hochlager einer ehemaligen Brauerei, die komplett abgebrochen wurde.

Das Hochlager war im Wesentlichen als mehrgeschossiger Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen ausgeführt. Die Einbauten waren im Vorfeld gänzlich entfernt worden. Da das Erdgeschoss des Gebäudes mit Stahlstützen ausgebildet war und deren Abbruch nur mit sehr hohem Sicherheitsaufwand realisierbar gewesen wäre, wurde die Sprengenebene ins erste Obergeschoss auf 6,5 m über der Geländeoberkante gelegt. Mit dem vorhandenen Schutt bereits abgebrochener Bauwerke wurde ein Fallbett hergestellt, das bis an die Fußbodenhöhe des ersten Obergeschosses reichte (siehe Abbildung 3-5).



Abbildung 3-5 Hochlager mit davor aufgeschüttetem Fallbett

Die dem Fallbett abgewandte Wand wurde als Gelenk für die Kippbewegung des Gebäudes ausgewählt. Um eine aussteifende und somit stabilisierende Wirkung der ausgefachten Wände im ersten Obergeschoss zu vermeiden, waren sie gänzlich im Vorfeld entfernt worden. Besonders Wände, die in Fallrichtung als Scheiben wirken können, gefährden den Erfolg einer Kippsprengung erheblich. Mit Ausnahme der bereits erwähnten Wand, die als Gelenk wirken sollte, verblieben im ersten Obergeschoss lediglich die der Fallrichtung zugewandten Stützen aus Stahlbeton und Pfeilerartige Mauerwerksscheiben (siehe Abbildung 3-6).

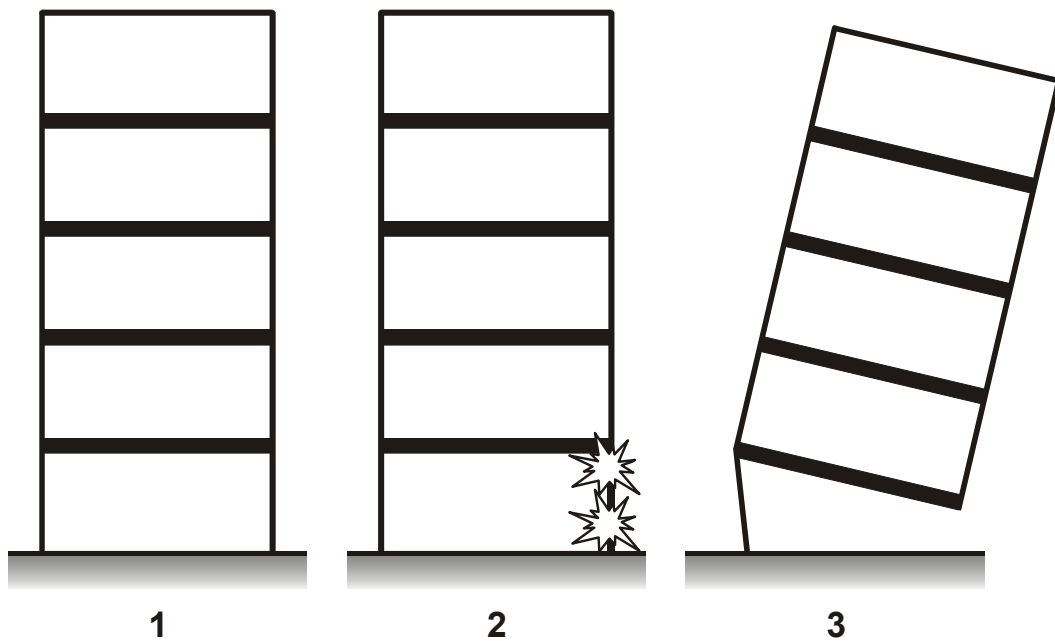


Abbildung 3-6 Einsturzkinematik des Hochlagers in schematischer Darstellung

Alle tragenden Elemente auf der dem Fallbett zugewandten Seite des Gebäudes wurden mit Bohrlöchern versehen und sprengtechnisch entfernt. Zur Verwendung kam bei den Stahlbetonstützen der beim Abbruch übliche Sprengstoff Ammon-Gelit 2 in Form von Patronen der Firma Dynamit Nobel und bei den pfeilerartigen Mauerwerkswänden eine mit Nitropenta bestückte Sprengschnur, um eine gleichmäßige Beladung der hier sehr tiefen Bohrlöcher zu gewährleisten. In jeder der Stützen waren 9 Bohrlöcher angeordnet, wobei die oberen drei mit jeweils 80 g und die unteren sechs mit 100 g beladen wurden (siehe Abbildung 3-7). Die Sprengstoffmenge pro Stahlbetonstütze betrug demnach 840 g. In den pfeilerartigen Wandabschnitten wurde ebenfalls mit verschiedenen Ladungen gearbeitet. Die verwendeten Sprengschnüre wurden mittels Klebeband auf Holzleisten fixiert, um sie in den Bohrlöchern positionieren zu können (siehe Abbildung 3-8). Im unteren Wandbereich wurden 52 g Sprengstoff pro Meter und im oberen 40 g/m in die Bohrlöcher eingebracht. Wie bei den oben beschriebenen Stützen auch, war die Ladungsmenge so bemessen, dass alle tragenden Elemente in Fallrichtung mit Sicherheit entfernt wurden. Die eingesetzte Gesamtladungsmenge für das Gebäude betrug 10,3 kg.



Abbildung 3-7 Beladene Bohrlöcher in Stütze mit angeschlossener Zündleitung

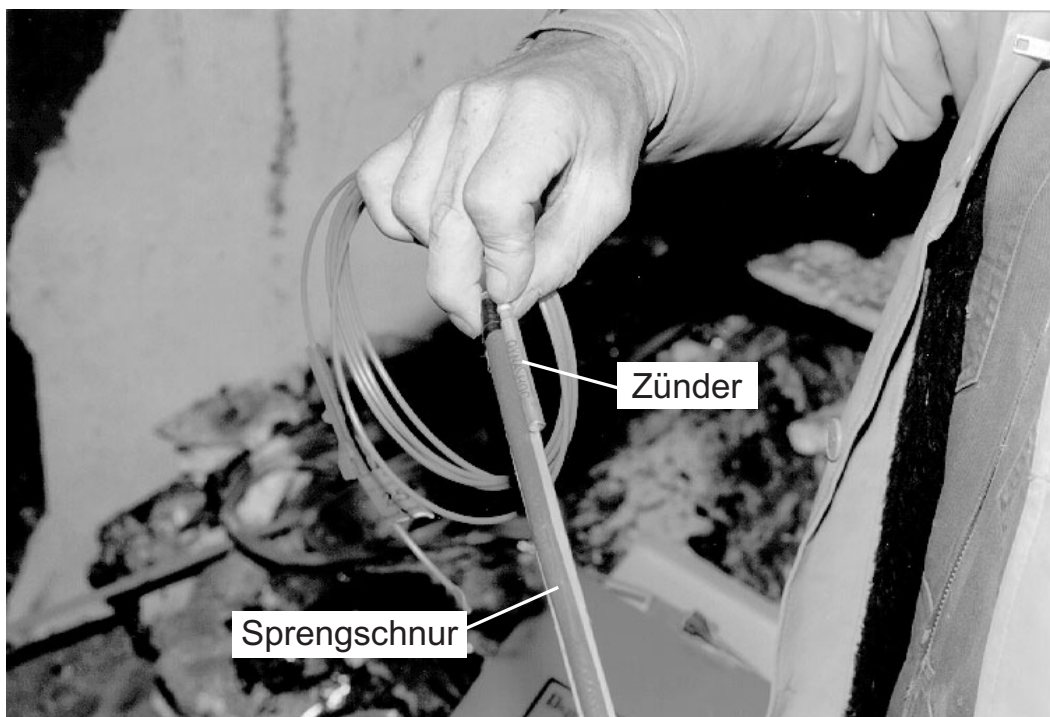


Abbildung 3-8 Ladung für pfeilerartige Wandabschnitte

Nach Beendigung der Ladearbeiten wurde der Sprengbereich, wie in Abbildung 3-9 dargestellt, mit Hilfe einer doppelten Lage Vlies mit dazwischen liegendem Maschendraht abgedeckt, um den Trümmerflug zu reduzieren.



Abbildung 3-9 Abdeckerarbeiten im Sprengbereich mit Vlies und Maschendraht

Die Zündfolge war in allen Stützen und Pfeilern gleich. Um den Trümmerflug nach unten zu führen, wurde mit den untersten Bohrlöchern begonnen und die Zündung dann nach oben weitergeführt. Der Beton und das Mauerwerk wurden komplett herausgelöst und die verbleibende Bewehrung knickte unter der Last des Gebäudes ein und leitete die Kippbewegung ein, die in Abbildung 3-10 dargestellt ist.

Auf der Bilderserie ist die enorme Staubentwicklung, die beim Abbruch durch Sprengen entsteht, gut zu erkennen. Zunächst wird der Staub durch die Sprengung des Materials an sich und beim weiteren Ablauf durch die Zertrümmerung der Struktur beim Auftreffen auf das Fallbett hervorgerufen.

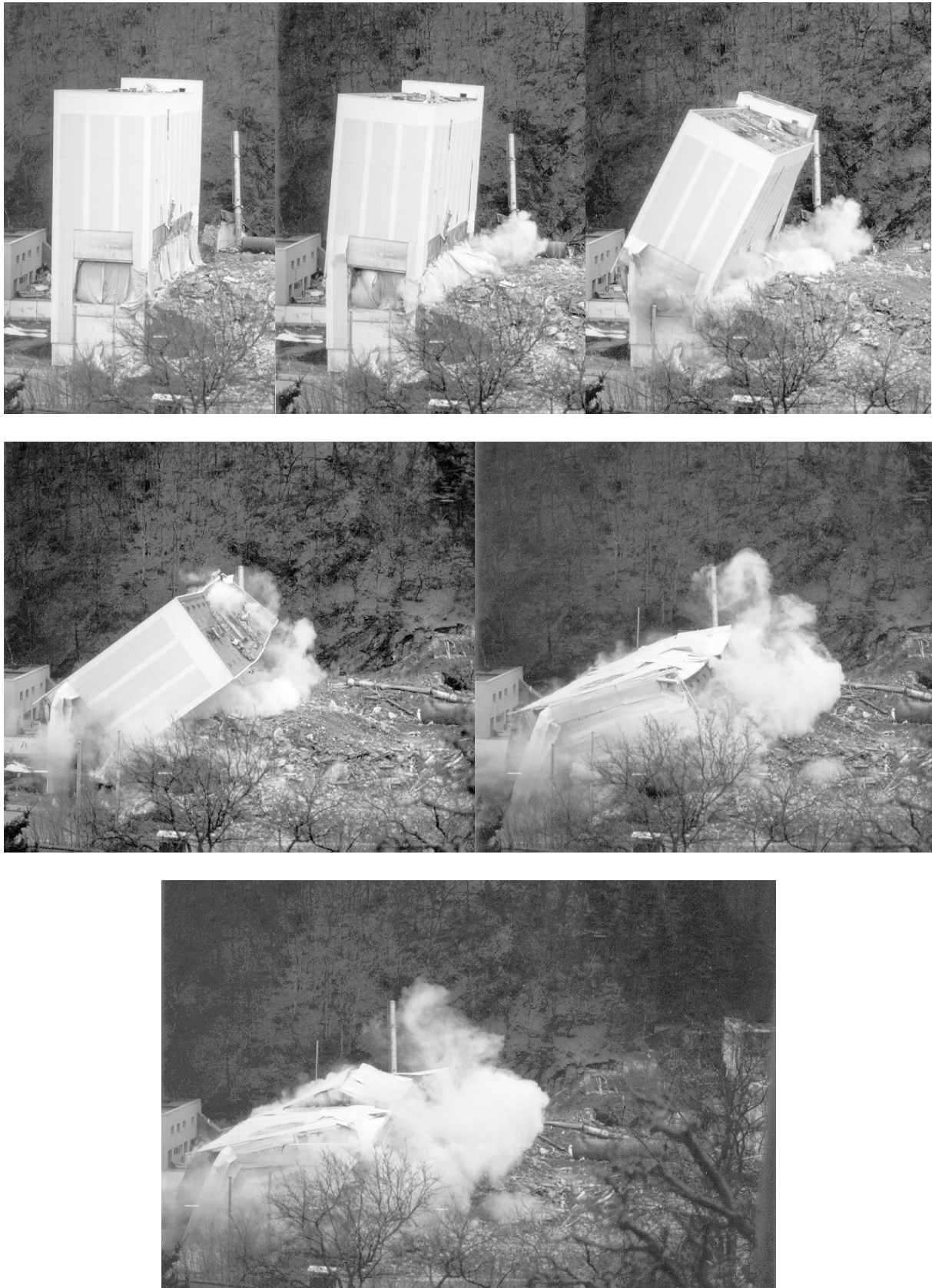


Abbildung 3-10 Fallbewegung des Hochlagers, der steife Treppenhausturm löst sich vom restlichen Gebäude

Die in der Abbildung 3-11 gut zu erkennenden Trümmer zeigten auf dem Fallbett das zu erwartende Bild. Die weniger fragmentierten Teile waren die Deckenplatten, die beim Aufprall weniger stark belastet wurden und der sehr steife Treppenhausturm, der sich bereits in der Fallbewegung vom restlichen Gebäude gelöst hatte (siehe Abbildung 3-10).



Abbildung 3-11 Sprengergebnis, Deckenplatten und Treppenhausturm bilden die größten Trümmer

Solche übersteifen Bauteile sind oft auch die Ursache für Unwägbarkeiten beim Abbruch durch Sprengen, denn durch ein Verkanten dieser Bauteile beim Niedergang der Gesamtstruktur, kann ein labiler Zwischenzustand des Restgebäudes entstehen und der weitere Abbruch unter Gewährleistung der Sicherheit sehr aufwendig sein.

4 Messtechnik

4.1 Anforderungen an die Messtechnik

Bei Experimenten im hochdynamischen Bereich werden besondere Anforderungen an die Messtechnik gestellt. Bei den vorliegenden Versuchen ergeben sich die größten Herausforderungen in der Art der Kapselung der Aufnehmer und in der Ansprechzeit der gesamten Messkette.

Die Kapselung sollte gewährleisten, dass der Aufnehmer vor störenden Einflüssen geschützt wird, dabei aber eine möglichst geringe Beeinträchtigung des ablaufenden Versuchs bewirkt wird. Im Falle von Versuchen mit durch die Testkörper laufenden Wellen, ist es von besonderer Bedeutung, Materialien auszuwählen, die einen möglichst kleinen Anteil des ankommenden Drucks dissipieren. Aus diesem Grund wählt man die Kapselungen so, dass ihre Gesamtsteifigkeit der des Betons nahe kommt, um Reflexionseffekte an den Materialübergängen vernachlässigbar zu halten.

Die Ansprechzeit der Messkette ist bei hochdynamischen Vorgängen so kurz wie möglich zu halten. Dies gilt für alle Komponenten, angefangen vom Aufnehmer selbst, über den Zwischenverstärker, bis zur Registriereinheit. Die Aufnehmer und die Zwischenverstärker werden in den folgenden Kapiteln vorgestellt. An dieser Stelle soll nur auf die Registriereinheit näher eingegangen werden.

Zur Registrierung von Kurzzeitereignissen kommen nur schnelle Transientenrecorder in Frage. Diese Art von Speichereinheit arbeitet nach dem Prinzip von logischen Schieberegistern. Es werden fortlaufend Messwerte registriert, wobei bei Aufnahme des aktuellen Wertes der am längsten im Speicher befindliche Wert herausfällt und alle einzelnen Werte weitergeschoben werden. Die Gesamtzahl der im Speicher befindlichen Werte wird als Blocklänge bezeichnet. Die Speicherung der zuletzt im Speicher enthaltenen Werte wird durch ein Triggersignal ausgelöst, wobei dieses Signal an einem beliebigen Zeitpunkt innerhalb der Blocklänge auftreten kann. So kann zum Beispiel der Triggerzeitpunkt auch am Ende des Blocks liegen und alle Messwerte vor dem Triggersignal können gespeichert werden.

Die Zeitspanne, in der vor dem Triggerzeitpunkt aufgenommene Signale gespeichert werden, wird als Pretrigger bezeichnet. Bei der durchgeführten Versuchsserie wurde der Zündzeitpunkt als Trigger benutzt. Hierzu wurde ein Kanal des Transientenrecorders zur Aufnahme der Zündspannung reserviert und ein Pretrigger von im Mittel 10 % der Blocklänge gewählt. Die Zündspannung musste durch eine Inverterschaltung umgewandelt werden, um sie für den Transientenrecorder als Trigger verwendbar zu machen.

Bei dieser Versuchsserie wurde ein Transientenrecorder des Typs TRA 800 der Firma W+W Scientific Instruments verwendet. Die vorliegende Konfiguration dieses Recorders erlaubt es, 16 Kanäle mit einer Abtastrate von 40 ns und 8 Kanäle mit 1 μ s zu registrieren. Die Blocklänge wurde so gewählt, dass auf allen Kanälen eine Gesamtzeit von mindestens 800 μ s gespeichert werden konnte. Diese Gesamtzeit wurde in allen Fällen so gewählt, dass das Ereignis auch im Falle einer längeren Zündverzögerung im gewählten Messfenster liegt. Nach erfolgreicher Messdatenerfassung konnte der zu untersuchende Zeitbereich aus der gesamten Datei herausgefiltert werden, um die Handhabung der Datenmenge zu erleichtern.

Um Beeinträchtigungen der Messsignale durch Reflexionseffekte in den Messleitungen zu verhindern, wurden sämtliche auftretenden Impedanzen aufeinander angepasst. An den Eingängen des Transientenrecorders wurden Abschlusswiderstände angeordnet, um auch hier störenden Reflexionen auszuschließen. Vor jedem Versuch wurden mehrere Nullmessungen durchgeführt, um eventuell auftretende Fehler zu evaluieren und bei Bedarf systematisch auftretende Störungen später herausfiltern zu können.

Die Messdaten konnten in mehreren Formaten gespeichert und exportiert werden. Die Darstellung und Auswertung wurde in einem Tabellenkalkulationsprogramm auf PC-Basis durchgeführt.

Einen Überblick über die Anordnung aller in den Abschnitten 4.2 - 4.5 näher beschriebenen Messaufnehmer in den Versuchskörpern gibt die Tabelle 4-1.

Es werden folgende Bezeichnungen benutzt:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

Die Einbautiefe unter dem Mittelpunkt der Plattenoberfläche ist mit h und die radiale Abweichung von dieser Mittelsenkrechten wird mit r bezeichnet.

Aufnehmer	Platte 1	Platte 2	Platte 3	Platte 4	Platte 5
AB1	$h = 2,5$	$h = 3$	$h = 2$	$h = 1,5$	$h = 1,5$
AB2	$h = 6,5$	$h = 9$	$h = 7$	$h = 5$	$h = 5$
AB3	-	-	$h = 17$	$h = 8,5$	$h = 8,5$
AB4	-	-	$h = 25$	$h = 12$	$h = 12$
AB5	-	-	$h = 35$	$h = 15,5$	$h = 15,5$
AB6	-	-	$h = 45$	$h = 19$	$h = 19$
AB7	-	-	$h = 17 \quad r = 10$	$h = 22,5$	$h = 22,5$
AB8	-	-	$h = 17 \quad r = 20$	$h = 26$	$h = 26$
MA1	$h = 2,5$	$h = 3$	$h = 2$	$h = 1,5$	$h = 1,5$
MA2	$h = 2,5$	$h = 3$	$h = 2$	$h = 1,5$	$h = 1,5$
MA3	$h = 6,5$	$h = 9$	$h = 7$	$h = 5$	$h = 5$
MA4	$h = 6,5$	$h = 9$	$h = 7$	$h = 5$	$h = 5$
MA5	$h = 6,5$	$h = 15$	$h = 12$	$h = 8,5$	$h = 8,5$
MA6	$h = 10,5$	$h = 15$	$h = 12$	$h = 8,5$	$h = 8,5$
MA7	$h = 10,5$	$h = 21$	$h = 17$	$h = 12$	$h = 12$
MA8	$h = 10,5$	$h = 21$	$h = 17$	$h = 12$	$h = 12$
DMS1	$h = 2,5$	$h = 3$	$h = 2$	$h = 1,5$	$h = 1,5$
DMS2	$h = 6,5$	$h = 9$	$h = 7$	$h = 5$	$h = 5$
DMS3	$h = 10,5$	$h = 15$	$h = 12$	$h = 8,5$	$h = 8,5$
DMS4	$h = 10,5$	$h = 15$	$h = 12$	$h = 8,5$	$h = 8,5$
TS1	$h = 7$	$h = 9$	-	$h = 1,5$	-
TS2	-	-	$h = 17 \quad r = 10$	$h = 8,5$	-

Tabelle 4-1 Übersicht über die Zahl und die Positionen der in den Versuchskörpern angeordneten Messaufnehmer (alle Maße in cm)

4.2 Volumetrische Druckmessung

Die volumetrische Druckmessung wurde mit Hilfe von Kohle-Masse-Widerständen der Firma Allen-Bradley durchgeführt, weshalb sie im Folgenden mit AB bezeichnet werden. Diese Widerstände zeigen eine charakteristische Erhöhung der elektrischen Leitfähigkeit unter Einwirkung von Druck und Temperatur. Diese Messmethode wurde am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie auch schon in der Arbeit von Ockert [62] verwendet. Zur elektrischen Erfassung der Druckwerte wurden die Sensoren in eine Spannungsteilerschaltung eingebaut, die mit einer konstanten Spannung von 5 Volt, gestützt durch den Kondensator C, versorgt wurde (siehe Abbildung 4-1) [43].

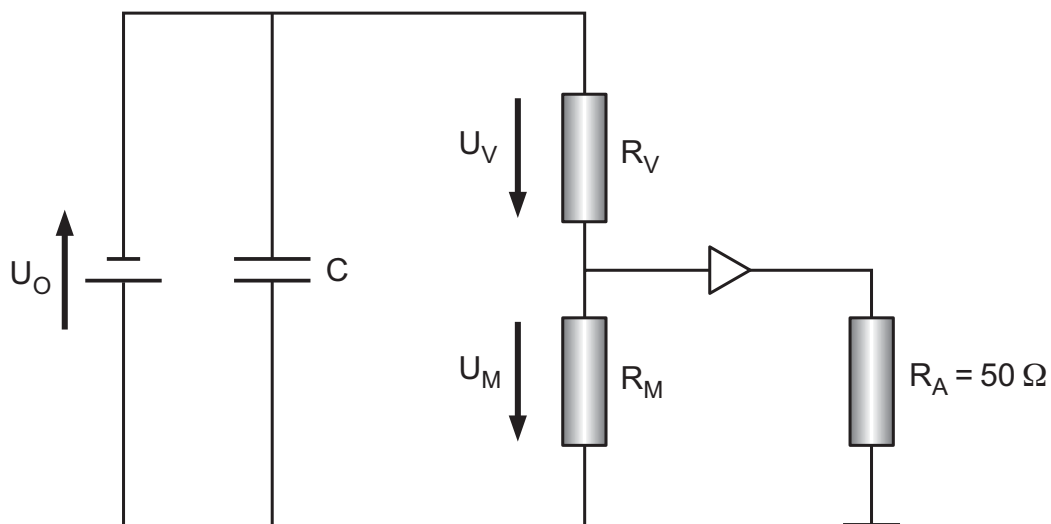


Abbildung 4-1 Spannungsteilerschaltung zum Messen der Kohle-Masse-Widerstände

Die Messspannung U_M wird zwischen den in Reihe geschalteten Widerständen R_V und R_M abgegriffen, wobei R_V ein Vorwiderstand der gleichen Größe wie der Messwiderstand R_M ist und somit die gemessene Spannung U_M im Ruhezustand genau die Hälfte der Versorgungsspannung ist.

Zur Vermeidung von Reflexionen der elektrischen Signale wurde diese Schaltung gleichzeitig auch als Impedanzwandler mit einem Ausgangswiderstand $R_A = 50 \Omega$ ausgelegt, um eine Anpassung an den Eingangswiderstand des Transientenrecorders zu gewährleisten.

Durch Anwenden der Kirchhoffschen Regel auf die Schaltung in Abbildung 4-1 ergibt sich für den Messwiderstand $R_M(t)$ folgende Beziehung:

$$R_M(t) = \frac{1}{\frac{U_{M,0}}{U_M(t)} \cdot \left(\frac{1}{R_E} + \frac{1}{R_V} + \frac{1}{R_{M,0}} \right) - \left(\frac{1}{R_E} + \frac{1}{R_V} \right)} \quad \text{Gleichung 4-1,}$$

die sich dadurch vereinfacht, dass der Eingangswiderstand R_E des Impedanzwandlers eine Größenordnung von $10^8 \Omega$ besitzt und sein Kehrwert vernachlässigt werden kann.

Für die Widerstände der Impedanz 470Ω liegt eine Kalibrierkurve vor, die auf Basis der Ergebnisse verschiedener Autoren erarbeitet wurde ([4], [43], [81], [82], [86], [93]). Alle einfließenden Resultate stammen aus Schockwellenversuchen, so dass Temperatureinflüsse vernachlässigt werden können.

Da von allen erwähnten Autoren Widerstände verschiedener Werte verwendet wurden, wurde eine gemeinsame Darstellung der Leitfähigkeitsänderung ΔG gewählt [5]. Durch Multiplikation der Leitfähigkeitsänderung mit dem Ausgangswiderstand R_0 können die gemessenen Werte in die dimensionslose Größe X_G überführt werden (siehe Abbildung 4-2):

$$X_G = \Delta G \cdot R_0 = R_0 \left(\frac{1}{R_V + R_M(t)} - \frac{1}{R_V + R_{M0}} \right) \quad \text{Gleichung 4-2}$$

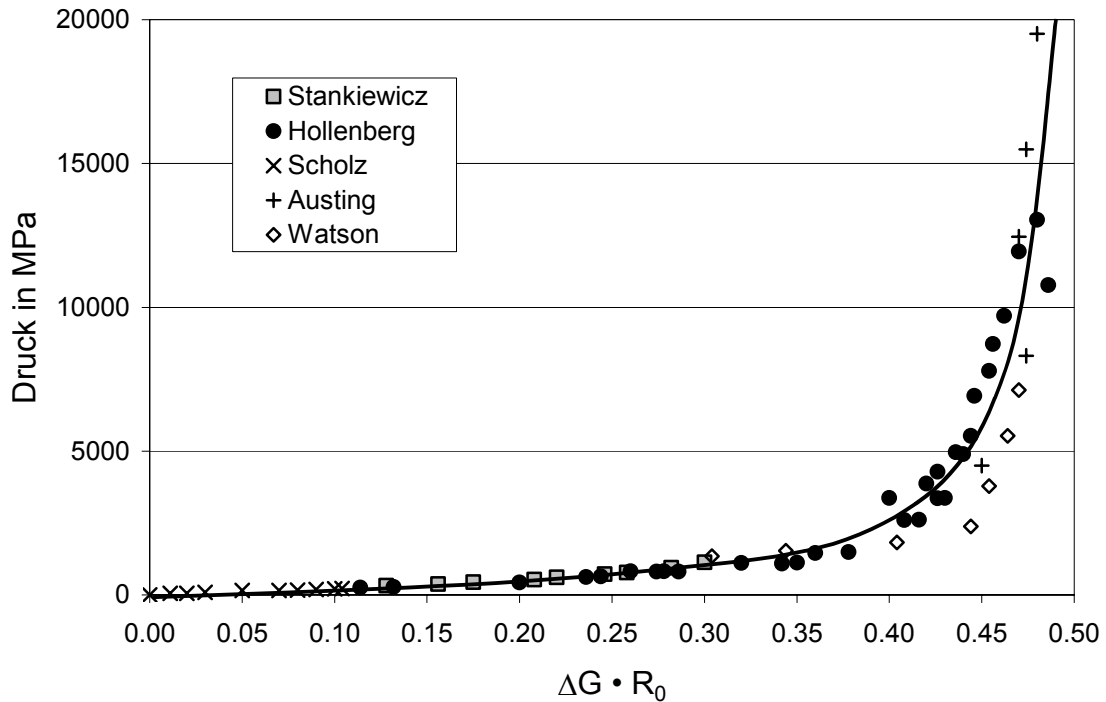


Abbildung 4-2 Kalibrierkurven verschiedener Autoren für Kohle-Masse-Widerstände unterschiedlicher Impedanz

Die Beziehung zur Druckbestimmung aus den gemessenen Werten wurde mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate gewonnen. Für den Druck ergibt sich dann folgende Beziehung:

$$\frac{p}{p_0} = 2,655 + 2,178 \cdot 10^3 \cdot X_G + 1,600 \cdot 10^{-2} \cdot e^{28,34 \cdot X_G} \quad \text{Gleichung 4-3}$$

mit $p_0 = 1 \text{ MPa}$.

Somit kann durch Bestimmung der Leitfähigkeitsänderung direkt der gemessene Druck ermittelt werden. Diese Abhängigkeit, bezogen auf die verwendete Schaltung und Versorgungsspannung, ist in Abbildung 4-3 dargestellt.

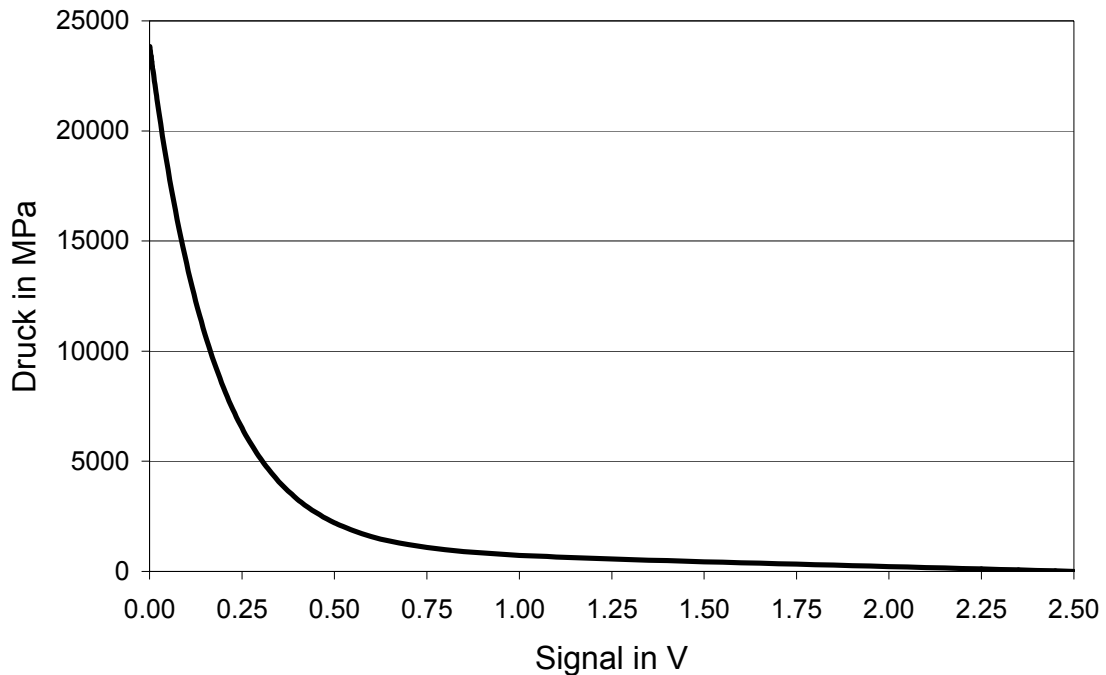


Abbildung 4-3 Kalibrierkurve in der verwendeten Form

Die Widerstände wurden mit Hilfe von Kunststoffformen in einen Epoxidharzkleber der Sorte Henkel Stabilit gegossen und an ein Koaxialkabel angeschlossen. Hierbei war schon beim Eingießvorgang darauf zu achten, dass der vom Koaxialkabel abgewandte Anschlussdraht unterhalb des Widerstandskörpers zum Kabel zurückgeführt wurde, um eine vorzeitige Zerstörung des Aufnehmers durch die ankommende Druckwelle zu verhindern (siehe Abbildung 4-4 a).

Beim Entfernen des gekapselten Aufnehmers aus der Gießform wurde die Seite, auf der die Anschlussfahne am Widerstand vorbei führte, markiert, so dass das richtige Positionieren des Sensors erleichtert wurde. Mit der markierten Seite von der Belastungsrichtung abgewandt wurde der vergossene Aufnehmer mit Silberdraht am Positionsgitter befestigt (siehe Abbildung 4-4 b).

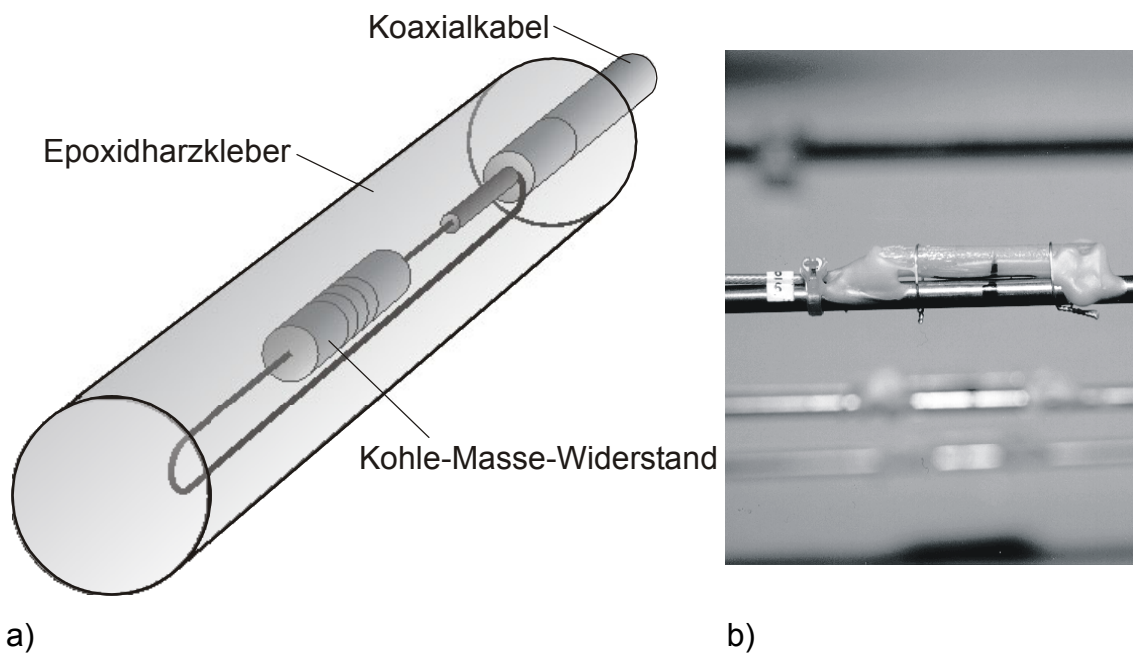


Abbildung 4-4 a) Prinzip der Kapselung der Kohle-Masse-Widerstände
b) befestigter vergossener Kohle-Masse-Widerstand

Bei allen Versuchen konnten mit dieser Methode Druckverläufe an verschiedenen Punkten in den Platten aufgenommen werden. Bei den Platten 1 und 2 wurden jeweils 2 Aufnehmer dieser Bauart eingesetzt, da lediglich für 2 Kanäle Impedanzwandler zur Verfügung standen.

Im weiteren Verlauf der Versuchsserie konnten dann in jedem Versuch an 8 Punkten volumetrische Druckwerte bestimmt werden, da in Eigenarbeit die erforderliche Anzahl an Impedanzwandlern hergestellt wurde. Stellvertretend seien hier zwei Messkurven aus dem Versuch an Platte 3 in Form der Druckverläufe nach Umrechnung der Messsignale gezeigt (siehe Abbildung 4-5). Man erkennt gut im gestrichelt dargestellten Druckverlauf den extrem steilen Druckanstieg des Sensors AB1, der lediglich 2 cm unterhalb der Sprengladung im oberen Bereich der Betonplatte positioniert war. Innerhalb einer Anstiegszeit von etwa $5 \mu\text{s}$ wird ein Druckpeak von 18 000 MPa erreicht, der langsamer wieder abfällt und während der Entlastung des Materials zur Zerstörung des Betons und des Sensors führt. Schon in einer Einbautiefe von 7 cm unterhalb der Ladung, in der der Sensor AB2 platziert wurde, lässt sich eine starke Abschwächung des Signals beobachten.

An dieser Stelle werden, bei einer Anstiegszeit von ca. $10 \mu\text{s}$, noch Drücke von 1600 MPa registriert, die nach einem langsameren Absinken auf einem Druckniveau von ca. 500 MPa gehalten werden und dann zur Zerstörung des Sensors führen.

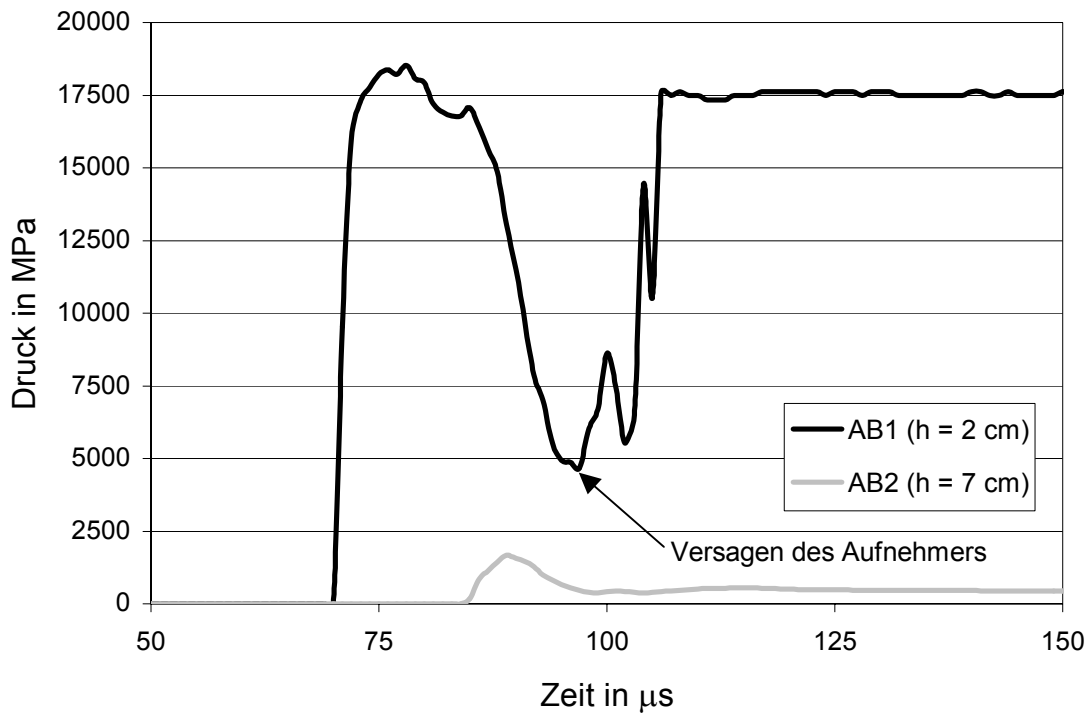


Abbildung 4-5 Zeitverläufe der im Versuch an Platte 3 gemessenen Drücke

Alle weiteren Kurven, die bei der Versuchsserie gewonnen wurden, sind in den Anhängen D - H detailliert dargestellt. Man erkennt dort, dass bei keinem Versuch alle verwendeten Aufnehmer auswertbare Messsignale zeigen, aber bei derartigen Versuchen ist es keine Seltenheit, dass eine Vielzahl von Aufnehmern ausfallen. Das gilt nicht nur für die Messkurven der volumetrischen Druckmessung, sondern für alle Messungen im Bereich solch hoher Belastungsgeschwindigkeiten.

Die Charakteristik des Eindringens der Druckwelle lässt sich in der folgenden Abbildung 4-6 erkennen. Im Diagramm sind Messergebnisse aus den Versuchen an den Platten 1, 2 und 4 dargestellt, die alle mit einer Ladungsmenge von 2380 g TNT belastet wurden. Die Druckwerte lassen sich durch einen exponentiellen Verlauf, wie er in der Abbildung als durchgezogene Linie dargestellt ist, beschreiben.

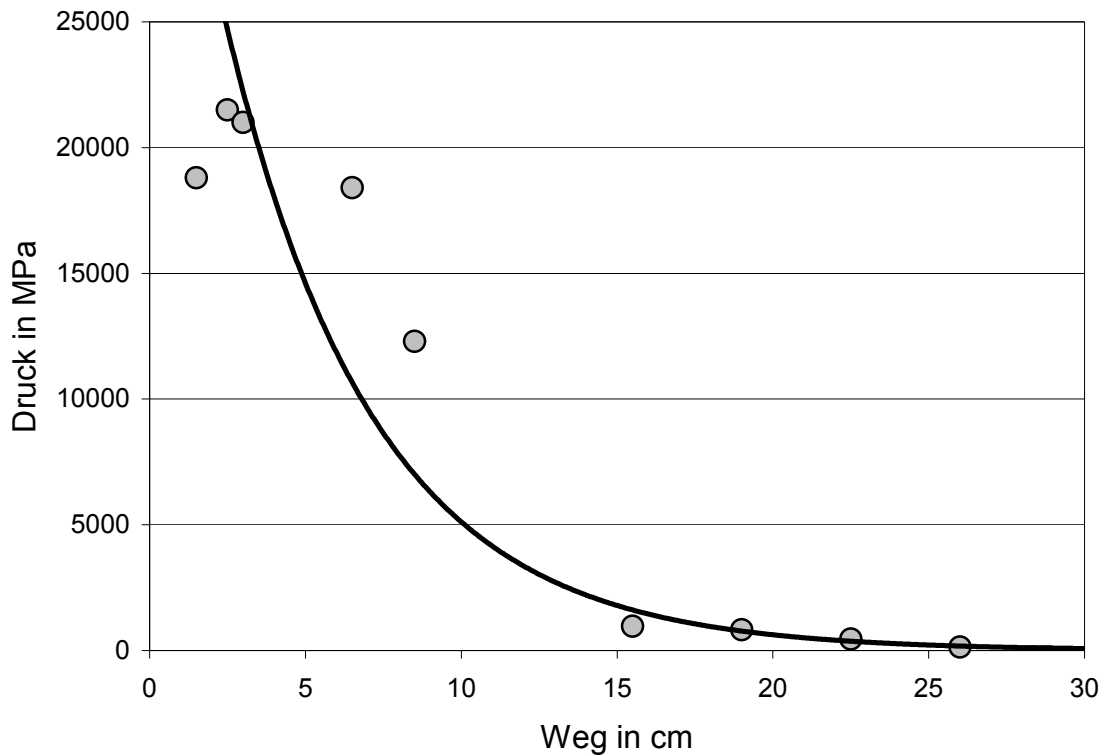


Abbildung 4-6 Eindringcharakteristik der Druckwelle, aufgetragen über dem durch die Betonplatte durchlaufenen Weg aus den Versuchen an den Platten 1, 2 und 4, die mit einer Ladung von 2380 g TNT belastet wurden

Bei Belastung mit einer kleineren Menge TNT erhält man ähnliche Peakwerte, beobachtet aber mit steigender Eindringtiefe einen schnelleren Rückgang der Drücke. Die Auswirkung auf die globale Zerstörung des Versuchskörpers wird in Abschnitt 5.3 gezeigt.

4.3 Richtungsabhängige Spannungsmessung

Da in der vorliegenden Arbeit der Einfluss der deviatorischen Spannungskomponente auf das Versagen des Betons berücksichtigt werden soll, wurden zusätzlich zu den oben beschriebenen Druckaufnehmern auch richtungsabhängige Spannungsaufnehmer eingesetzt. Die verwendeten Messstreifen werden üblicherweise in der Metallforschung eingesetzt und müssen für die Anwendung in Beton entsprechend gekapselt werden.

Zur Anwendung kamen Manganin-Messstreifen des Typs LM-SS-210AW-048 der Firma Micro Measurement. Hierbei handelt es sich um ein feines mäanderförmiges Manganin-Gitter, das auf eine dünne Trägerfolie aufgebracht ist. Diese Art von Aufnehmer wird im Rahmen dieser Arbeit als MA bezeichnet (siehe Abbildung 4-7).

Manganin ist eine Kupfer-Magnesium-Nickel-Legierung, die bei geringer Dehnungsempfindlichkeit über eine hohe Empfindlichkeit der Widerstandsänderung gegenüber mechanischem Druck verfügt ([9], [14], [33], [37], [64], [77], [78], [92]). In weiten Bereichen des aufgetragenen Drucks ist die Widerstandscharakteristik linear und liegt bei 0,0027 %/MPa. Die Dicke des Manganin-Mäanders und der Anschlussfahnen liegt bei 0,005 mm, die Dicke des gesamten Sensors beträgt 0,013 mm. Die aktive Fläche des Aufnehmers misst 33,85 mm² und die Anschlussfahnen haben eine Länge von 38,1 mm. Zum Schutz vor vorzeitiger Beschädigung muss auch dieser extrem empfindliche Aufnehmer in gekapselter Form verwendet werden. In Vorversuchen mit der institutseigenen Luftdruckkanone wurden verschiedene Arten der Kapselung getestet.

Bei ersten Kapselungsversuchen wurden Formen aus einem Zement gegossen, der eine ähnliche Festigkeit wie der umgebende Beton besitzt. Bei einem Vorversuch mit der Luftdruckkanone zeigte sich, dass diese Art der Kapselung keinen guten Übertrag der Spannungswelle auf den Sensor gewährleistete, sondern eher ein Verschmieren des Wellensignals bewirkte.

Es wurden weitere Versuche mit gesägten Zuschlagskörnern gemacht. Hierbei wurden verschiedene Steinarten eben zersägt und nach Einkleben des Aufnehmers wieder, ebenfalls durch Kleben, zusammgefügt. Zur Anwendung kamen Zuschläge aus Sandstein, Quarz und granitischer Beschaffenheit. Bei einem weiteren Vorversuch mit einer Betonplatte unter Beschuss konnten auch mit dieser Art der Kapselung keine verwendbaren Ergebnisse erzielt werden, da die den Sensor umgebenden Gesteinsstücke in der Regel zu schnell spröde versagten.

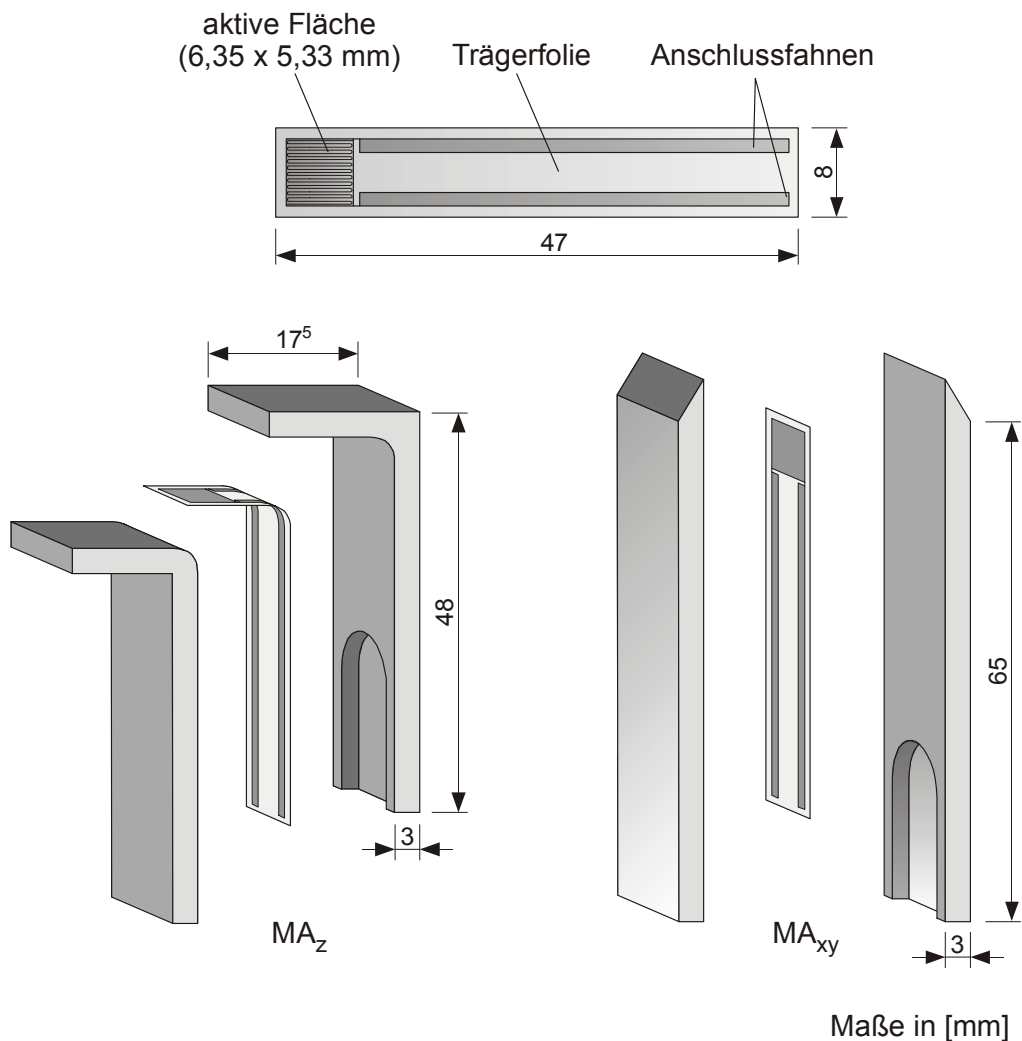


Abbildung 4-7 Manganin-Messstreifen und Aluminium-Kapselungen

Da die aktiven Messgitter extrem dünn sind, würden sie durch ständige Versorgung mit einer Messspannung leiden, was sich durch Driften der Signale oder sogar durch Ausfall des Sensors äußern könnte.

Aus diesem Grund wurden im Rahmen des Vorhabens spezielle gepulste Verstärker beschafft, die eine wohldefinierte, aber nur kurzzeitige Versorgung der Aufnehmer liefern. Diese so genannten Pulsed-Power-Supplies der in Kalifornien beheimateten Firma Dynasen vom Typ CK2-50/0.050-300 sind in der Lage durch eine geeignete Triggerung die Aufnehmer bis zu einem maximalen Zeitfenster von 500 μ s mit der benötigten Messspannung von 50 V zu versorgen. In der folgenden Abbildung 4-8 ist eine Kalibrierkurve am Beispiel eines Kanals des Pulsed-Power-Supplies mit der Seriennummer 318 beispielhaft dargestellt. Der Druck ist in diesem Fall der mechanischen Spannung gleichzusetzen, da nur die Spannungskomponente senkrecht zur Sensorfläche registriert wird.

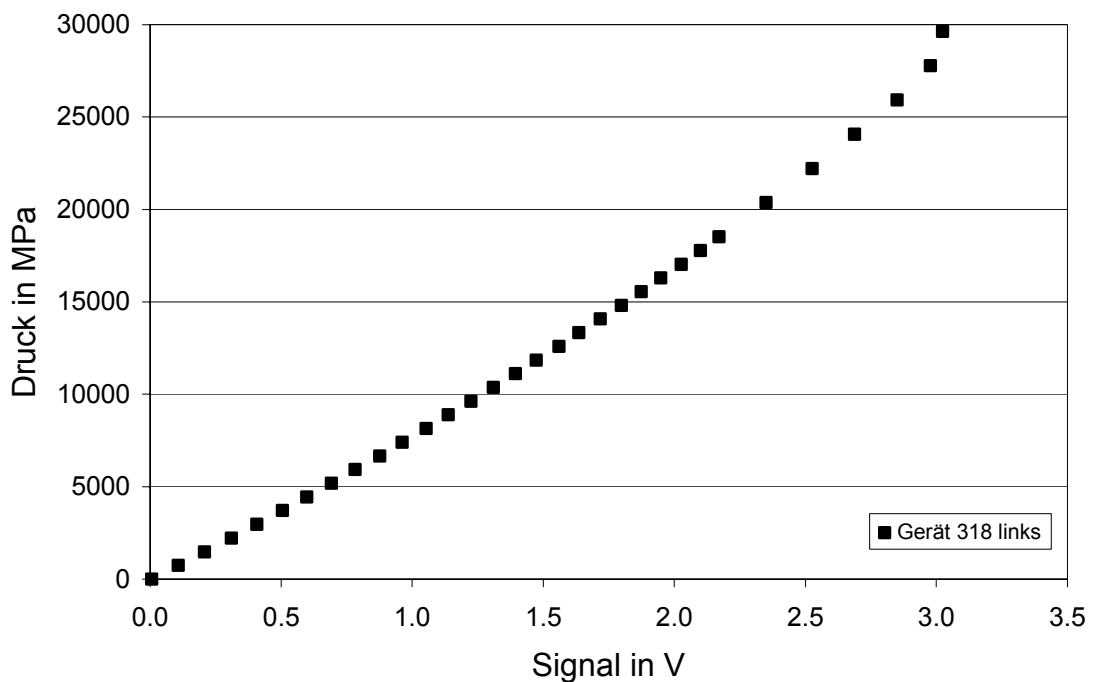


Abbildung 4-8 Kalibrierkurve für den Zusammenhang zwischen der gemessenen Spannungsänderung an einem Manganin-Sensor und der Druckänderung am Beispiel des Kanals 318 links

Weitere Kalibrierkurven für die übrigen Kanäle der verwendeten Verstärker sind in Anhang A dargestellt.

4.4 Dehnungsmessung

Die Dehnungsmessung wurde mit herkömmlicher Dehnungsmessstreifen-Technik (DMS) durchgeführt. Allerdings konnten auch hier die schwierigen Einbau- und Betriebsbedingungen nicht unberücksichtigt bleiben. Ähnlich wie bei den oben beschriebenen Manganin-Messstreifen musste auch hier dem Schutz der DMS vor vorzeitiger Zerstörung Rechnung getragen werden.

Nach ersten Überlegungen, fertig gekapselte DMS zu verwenden, wurden dann doch Kapselungen in Eigenarbeit hergestellt. Die Gespräche mit mehreren Anbietern hatten ergeben, dass keine Art der komplett gekapselten DMS einen sicheren Verbund zwischen dem Beton und dem Aufnehmer bei derart hohen Belastungsgeschwindigkeiten gewährleistet. Gängige Varianten verfügen nicht über eine ausreichende Verzahnung, sondern bestehen meist aus mit Sand beklebten Kunststoffkapselungen, die im zu untersuchenden Geschwindigkeitsbereich höchstwahrscheinlich zwischen den berührenden Betonflächen hindurch gleiten würden.

Es wurden wie im Fall der Manganin-Messstreifen spezielle Aluminium-Kapselungen entwickelt und hergestellt, die es erlaubten, die verwendeten Messstreifen ohne vorherige Zerstörung und mit sichergestelltem Verbund zum Werkstoff zum Einsatz zu bringen. Diese Kapselungen bestehen aus zwei Teilen und ihre Abmessungen sind in der Abbildung 4-9 dargestellt.

Der Querschnitt der Aluminiumteile wurde im inneren Bereich derart abgemagert, dass der resultierende E-Modul des fertig gekapselten Aufnehmers dem des zu messenden Betons entsprach. Der Messstreifen wurde mit dem Kleber Z70 der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik in die Kapselung eingeklebt, die wiederum mit Henkel Stabilit kurzschlussicher verschlossen wurde. Der äußere Kleber wurde gewählt, weil man bereits in der Arbeit von Ockert [62] damit gute Erfahrungen im Hochdruckbereich sammeln konnte. Einige andere getestete Kleber wurden unter hohem Druck leitend und konnten daher nicht zum Einsatz gebracht werden.

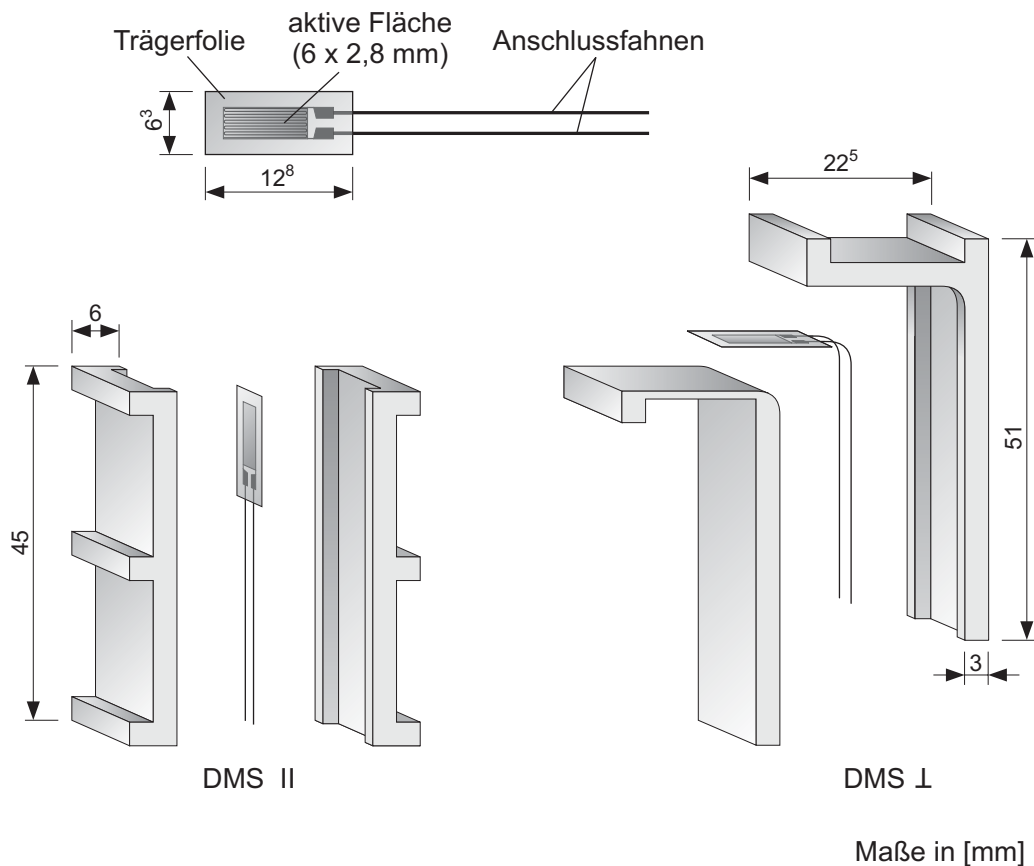


Abbildung 4-9 Dehnungsmessstreifen und Aluminium-Kapselung

Durch das Anbringen von Rippen auf den Aluminium-Kapselungen wurde der Verbund zum umgebenden Beton sichergestellt. Mit der senkrechten Anordnung zur Belastungsrichtung (siehe Abbildung 4-9 rechts) sollte die Querdehnung erfasst werden.

Beim ersten Versuch wurden Messstreifen des Typs FLA-2 der Firma TML eingesetzt, die sich allerdings durch ihre Grenzdehnung von max. 3 % als ungeeignet herausstellten. Für die weiteren Versuche kamen dann Streifen des Typs LD 20 6/120 der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik zum Einsatz, deren Dehnungsgrenzwerte bei 10 % liegen. Die aktive Fläche dieser Aufnehmer beträgt 6 x 2,8 mm. Sie sind auf einem Sensorträger der Länge 12,8 mm und der Breite 6,3 mm montiert.

4.5 Temperaturmessung

Nach umfangreicher Literaturrecherche ergaben sich zunächst zwei Möglichkeiten der Temperaturmessung während des Wellendurchgangs durch die Betonplatten. Wobei über eine Anwendung in Beton im zur Frage stehenden Geschwindigkeitsbereich in der Literatur bisher nicht berichtet wurde.

Die erste Möglichkeit, die in Erwägung gezogen wurde, war die Anwendung von Thermoelementen (Funktionsweise siehe unten), die in ein Harz eingegossen und einbetoniert werden sollten. Zu Testzwecken wurden Elemente der Bauform mit der geringsten Masse gewählt, um den bestmöglichen Wärmeübertrag auf den Sensor zu gewährleisten. Geht man von einer Anstiegszeit $< 5 \mu\text{s}$ und einer Peakdauer von etwa $20 \mu\text{s}$ aus, so stößt man schnell an die Grenzen der verschiedenen Antwortzeiten, die von den Herstellern angegeben werden. Beim verwendeten Typ eines Thermoelementes handelte es sich um einen Chromel/Alumel-Sensor. Selbst für diesen dünnsten erhältlichen Sensor gibt der Hersteller eine Antwortzeit von 10 ms an. Auch wenn auszuschließen war, dass diese Art Sensor für Sprengversuche zum Einsatz kommen würde, wurden trotzdem welche beschafft, um anhand langsamerer Versuche eine Abschätzung der zu erwartenden Größenordnung der Signale der später verwendeten Elemente machen zu können.

Eine andere Möglichkeit der Temperaturmessung, die in Betracht gezogen wurde, war die pyrometrische Messung. Hierbei wird nach dem Prinzip des schwarzen Strahlers die Wärmestrahlung eines Körpers aufgenommen. Das Problem hierbei ist, dass es nicht möglich ist, solche Messungen im Innern eines opaken Mediums durchzuführen. Es wurden verschiedene Überlegungen angestellt, über ein Spiegelsystem und einen Sichtkanal Einblick in das Medium zu gewinnen, die jedoch aus Kostengründen und der zu großen Unsicherheit über die realistischen Spannungszustände in der damit gestörten Platte wieder verworfen wurden.

Da die entstehenden Temperaturen allein von der adiabatischen Kompression hervorgerufen werden, wäre durch einen Sichtkanal im Beton der Spannungszustand zu stark gestört worden, so dass die Entstehung der kurzfristig auftretenden Wärme dadurch erheblich beeinflusst worden wäre.

Beim letztendlich zur Anwendung gekommenen Messprinzip handelt es sich um eine Atomlagen-Thermosäule (TS). Dieser Sensor wurde zur schnellen Messung von Strahlungsleistungen bei Lasern entwickelt und ist in diesem Bereich auch im Einsatz. Der Sensor besteht aus einer dünn aufgedampften Schicht des Hochtemperatur-Supraleiters $\text{YBa}_2\text{Cu}_3\text{O}_7$ (siehe Abbildung 4-10), dessen Anisotropie in den physikalischen Eigenschaften die Entstehung des Messsignals bewirkt. Das einkristalline Substrat, auf das die aktive Schicht aufgebracht wird, ist aufgrund seiner Dicke thermisch träge und bei schnellen Vorgängen findet kein Temperaturübertrag der Umgebung auf das Substrat statt.

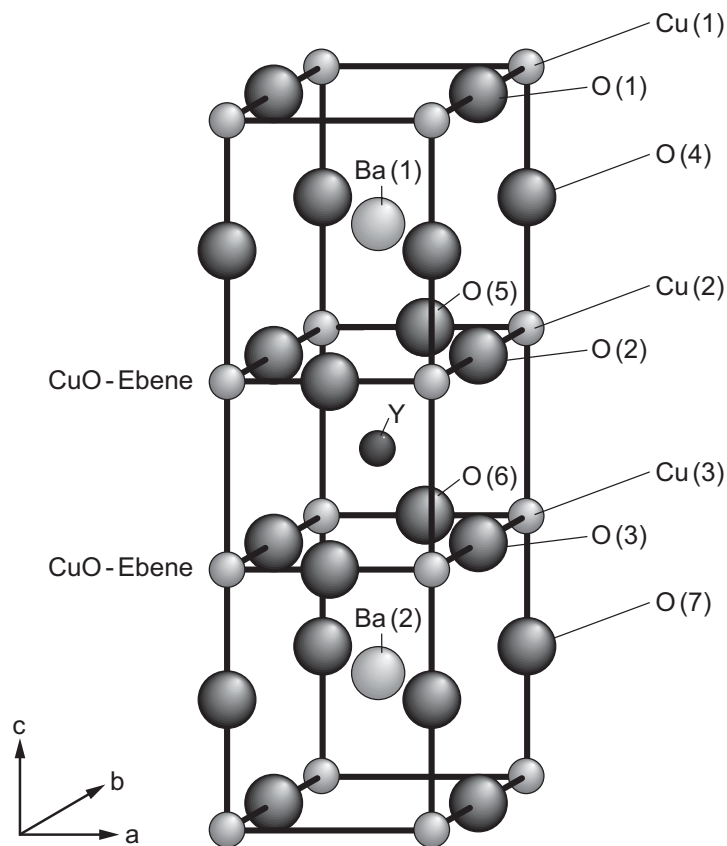


Abbildung 4-10 Kristallstruktur von $\text{YBa}_2\text{Cu}_3\text{O}_7$

Wie in der Abbildung 4-10 zu erkennen ist, besitzt $\text{YBa}_2\text{Cu}_3\text{O}_7$ einen schichtartigen Aufbau. An den Schichtübergängen tritt beim Entstehen eines Temperaturgradienten der von Thermoelementen her bekannte Seebeck-Effekt auf ([35], [48]).

Als Seebeck-Effekt wird die Thermospannung bezeichnet, die dann auftritt, wenn zwei Metalle mit verschiedenen Fermi-Grenzen sich berühren. Unter der Fermi-Grenze versteht man das elektrochemische Potential, das durch die höchsten besetzten Elektronenzustände eines Materials bestimmt wird und das stark temperaturabhängig ist und damit als Grundlage zur Temperaturmessung dienen kann. Am Schichtübergang zweier Metalle werden sich die verschiedenen elektrochemischen Potentiale durch Diffusion derart ausgleichen, wie es in Abbildung 4-11 dargestellt ist. Elektronen des Metalls mit der höheren Fermi-Grenze, was gleichbedeutend mit einer geringeren Austrittsarbeit ist, gehen in das andere Metall über. Dieser Übergangsprozess endet dann, wenn die sich einstellende Kontaktspannung das Niveau der Differenz der Fermi-Grenzen erreicht hat. Die Ursache für diese Elektronenbewegung wird auch als Thermokraft bezeichnet.

2 verschiedene Metalle in Kontakt

unterschiedliche Fermi-niveaus

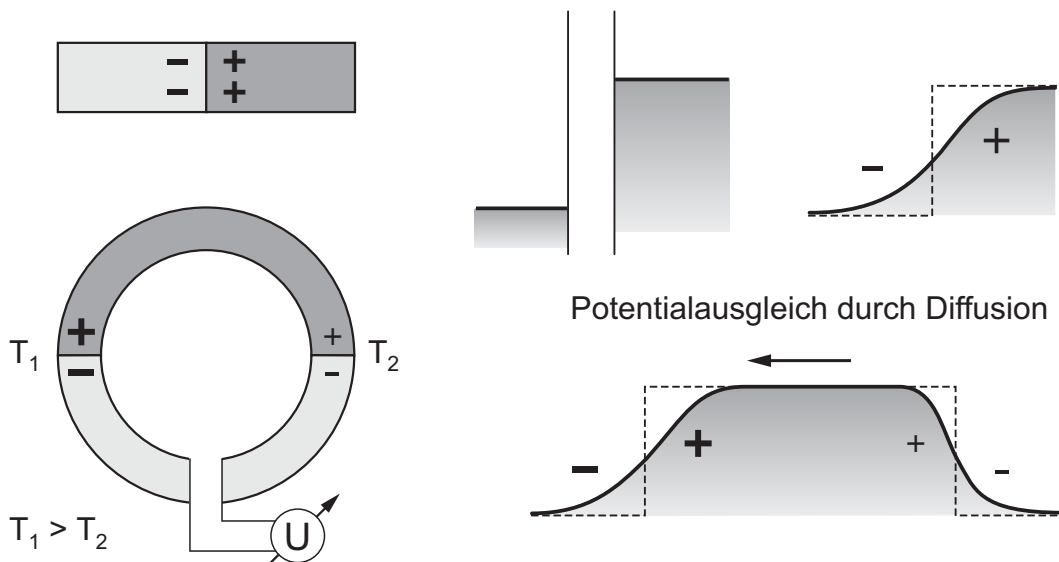


Abbildung 4-11 Entstehung einer temperaturbedingten Kontaktspannung zwischen zwei Metallen unterschiedlicher Fermi-Grenzen (Seebeck-Effekt)

Verbindet man nun zwei Drähte verschiedener Metalle an beiden Enden und unterbricht den einen durch ein hochohmiges Spannungsmessgerät, so wie es in Abbildung 4-11 schematisch dargestellt ist, dann misst man eine Spannung, die direkt vom Temperaturunterschied der beiden Kontaktstellen abhängt. Hält man nun eine Kontaktstelle auf einer konstanten Referenztemperatur, so hängt die Thermokraft und somit das Spannungssignal nur noch von der Temperatur an der anderen Kontaktstelle ab. Betrachtet man eine Vielzahl dieser Schichtübergänge in Reihe, so addieren sich die entstehenden Spannungen zum Messsignal.

Im vorliegenden Fall sind diese vielen Schichtübergänge durch das aufgedampfte $\text{YBa}_2\text{Cu}_3\text{O}_7$ realisiert, bei dem sich gut leitende Kupferoxidschichten mit schlecht leitenden Ytterbium- und Barium-Schichten abwechseln (siehe Abbildung 4-12). Der Temperaturgradient wird beim Auftreten einer Temperaturänderung an der Oberfläche dadurch hervorgerufen, dass das Substrat aufgrund seiner Masse bei konstanter Temperatur gehalten wird. Die starke Anisotropie des Kristalls bewirkt, dass die Thermokraft im Kristall praktisch nur in senkrechter Richtung zu den Schichten auftritt. Bei einem Aufbau, bei dem die Schichten parallel zum Substrat aufgedampft sind, addieren sich die Thermospannungen dann in Richtung des Temperaturgradienten, wobei sie zwischen der Ober- und der Unterseite der Schicht schwer abgreifbar sind.

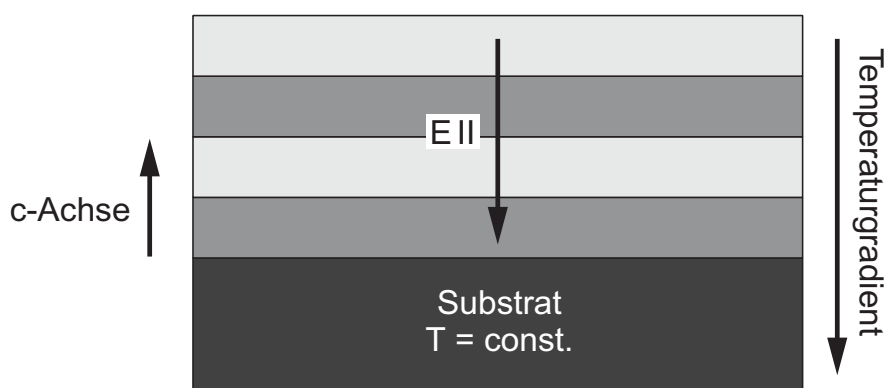


Abbildung 4-12 Prinzip des multiplen Seebeck-Effektes

Durch eine Verkippung der Schichten lässt sich die Thermokraft in einen longitudinalen und einen transversalen Anteil aufspalten (siehe Abbildung 4-13) ([25], [46], [51], [55], [73], [87], [94]).

Die aktive Schicht ist in einem definierten Winkel ($\alpha = 20^\circ$) auf ein SrTiO_3 -Substrat aufgedampft, dadurch lässt sich der transversale Anteil an den Seiten des Sensors abgreifen. Typische Schichtdicken liegen im Bereich 30 – 300 nm, was eine Antwortzeit im Bereich von 10 – 100 ns ermöglicht.

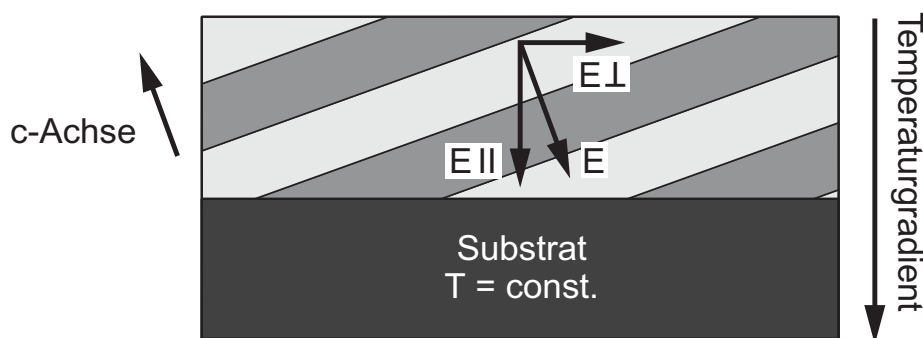


Abbildung 4-13 Aufspaltung des multiplen Seebeck-Effektes in einen longitudinalen und einen transversalen Anteil

Auch bei der Anwendung dieser Sensoren stellt sich die Frage der Kapselung, denn in ungeschütztem Zustand wird die aktive Oberfläche durch den Beton angegriffen und der Sensor somit zerstört. Es wurde in Absprache mit dem Hersteller (FORTECH HTS) eine spezielle Beschichtung aus SiO_2 auf den Sensor aufgedampft, die weiterhin einen Wärmeübertrag, allerdings abgeschwächt, ermöglicht, aber die Sensoroberfläche vor Beschädigung und vorzeitiger Zerstörung schützt.

Beim Versuch an der Platte 3 wurde der Sensor mit der SiO_2 -Schutzschicht ohne weitere Maßnahmen eingebaut. Bei den darauf folgenden Versuchen wurde eine zusätzliche Kapselung durch eine Klebstoffschicht verwendet, deren Einfluss auf das resultierende Messsignal mit einem Erhöhungsfaktor berücksichtigt wurde.

5 Experimentelle Untersuchungen zur Stoffgesetzentwicklung

Auf dem Gelände des Fraunhofer-Instituts für Chemische Technologie (ICT) in Berghausen wurden Experimente durchgeführt, um die rechnerischen Untersuchungen, die in den Arbeiten von Plotzitz [65] und Rabczuk [67] vorgestellt werden, daran zu verifizieren. Hierzu wurden unbewehrte Betonplatten durch Sprengstoff mit ebenen Druckwellen beaufschlagt. Durch diese Vorgehensweise vereinfachen sich die auftretenden Spannungszustände, da $\sigma_2 = \sigma_3$. Als Geometrie wurden quadratische Platten gewählt, da dadurch die globale Zerstörung nicht durch ein Zusammenlaufen der Wellen begünstigt wird, wie das bei einer runden Form der Fall gewesen wäre.

5.1 Experimenteller Aufbau – Vorversuche

Am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie wurden Vorversuche mit einer Luftdruckkanone durchgeführt, um die verwendeten Aufnehmer und verschiedenen Kapselungen zu testen. Diese Kanone besteht aus einem zweigeteilten Rohr, dessen hinterer Teil als Druckkammer ausgebildet und vom vorderen Teil durch eine Berstmembran getrennt ist. Die Druckkammer kann bis zu einem Druck von 100 bar mit Luft gefüllt werden. Die in der komprimierten Luft enthaltene Energie kann durch Erreichen der Berstlast der Membran oder ein gezieltes Zerstören der Membran mithilfe eines Dorns freigesetzt werden.

Das Rohr hat einen Innendurchmesser von 108 mm und der Bereich der Druckkammer und das anschließende Kanonenrohr haben eine jeweilige Länge von 1000 mm [28]. Mit Hilfe dieser Kanone kann ein 2,5 kg schweres Geschoss, das an einem gefetteten Stahlseil geführt wird, auf Geschwindigkeiten von ca. 200 m/s beschleunigt werden (siehe Abbildung 5-1). Es wurden Betonplatten der Dicke $d = 10$ cm mit quadratischer Grundfläche der Kantenlänge $a = 70$ cm beschossen, die durch Gewindestangen an einem Widerlager befestigt waren.

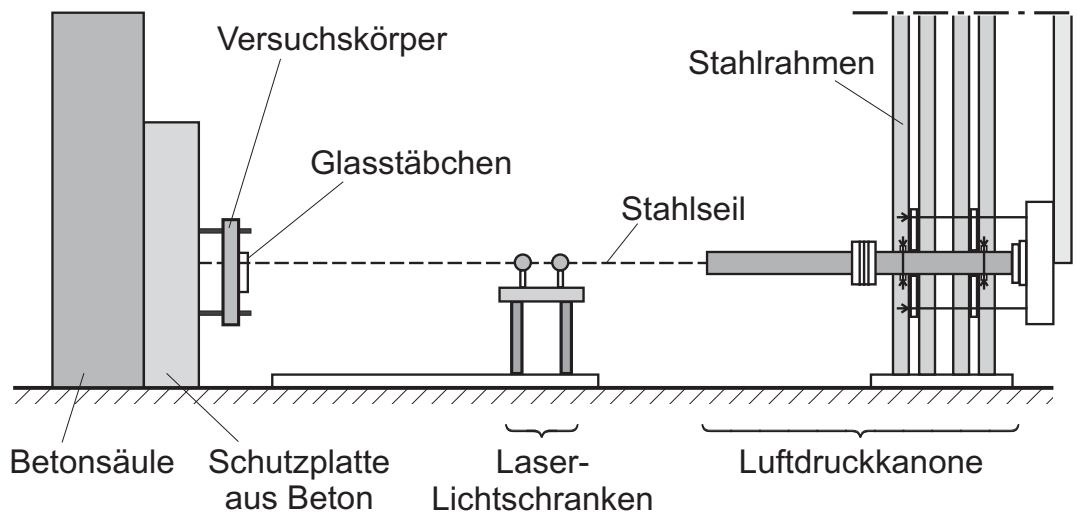


Abbildung 5-1 Prinzipskizze der Vorversuche mit Luftdruckkanone

Die Aufhängepunkte waren 10 cm vom Plattenrand entfernt und durch eine in diesem Bereich angeordnete Bewehrung verstärkt. Die Plattenmitte war mit Ausnahme eines Drahtgitters zur Positionierung der Sensoren unbewehrt.

Zur Messung der Geschwindigkeit wurde ein Stahlrahmen entworfen, der auf der Plattenoberfläche befestigt wurde und in dem zwei leitende, vom Projektil zu durchtrennende Triggerdrähte im Abstand von 5 cm befestigt werden konnten. Das Projektil konnte innerhalb des Rahmens ungehindert auf die Platte treffen. Ein erster Ansatz mit Silberdrähten führte noch nicht zum Erfolg, da die Drähte ein zu duktilen Bruchverhalten zeigten.

Die eigentliche Geschwindigkeitsmessung wurde dann mit Glasstäbchen anstatt der Silberdrähte durchgeführt, die mit Leitsilber bestrichen wurden. An diese Stäbchen wurde eine konstante Spannung von $U = 8 \text{ V}$ angelegt, die vor der Zerstörung an einem Vorwiderstand anlag, aber bei Ausfall der Stäbchen am unendlich gewordenen Widerstand der Stäbchen gemessen wurde (siehe Anhang A). Mit Hilfe dieser Anordnung konnte aufgrund des sehr viel spröderen Versagens der Stäbchen sehr zuverlässig gemessen werden (siehe Abbildung 5-2).

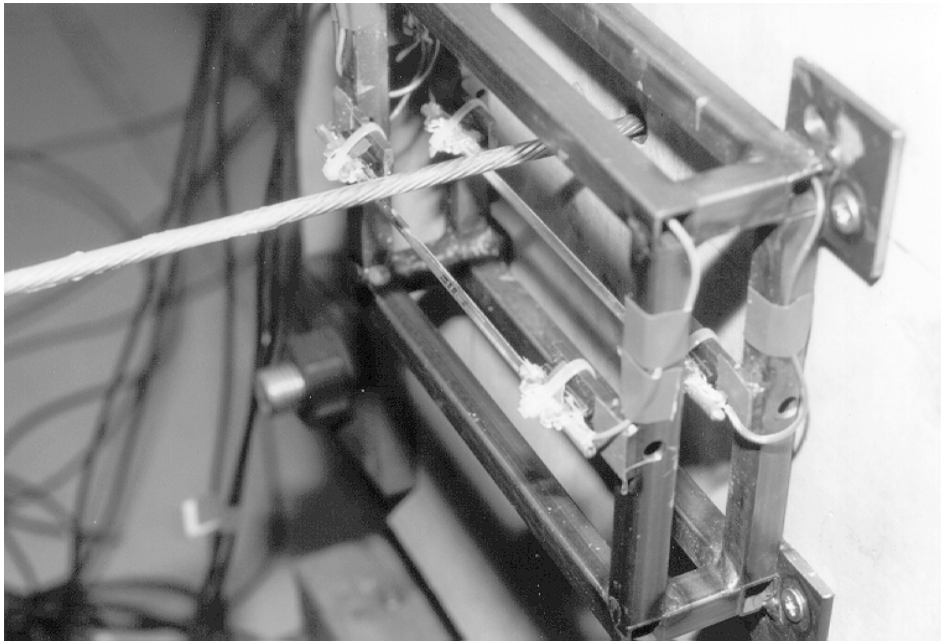


Abbildung 5-2 Stahlrahmen mit eingespannten Glasstäbchen

Als Triggerung der Messwertaufnahme wurde der ebenfalls aufgenommene Druckabfall in der Druckkammer der Kanone benutzt. Durch einen Aufnehmer wurde der Verlauf des Luftdrucks registriert und bei einem Abfall auf 65 % des Auslösedrucks die Messwertaufnahme gestartet.

Die drei im Rahmen der Vorversuche beschossenen Platten wiesen alle die erwartete Schädigung in Form eines Durchschusses auf, mit einem auf der Eintrittsseite des Projektils deutlich kleineren Krater als auf der Austrittsseite (siehe Anhang A). Diese Art der Vorversuche lieferte zwar deutlich kleinere Drücke und Anstiegsgeschwindigkeiten als die Hugoniotversuche, aber sie dienten als Test für die Eigenschaften der Messketten und vor allem die Kapselungen der Aufnehmer.

Es konnten sowohl verschiedene Kapselungsarten, vor allem für die sehr empfindlichen Manganin-Aufnehmer (siehe Abschnitt 4.3), als auch die benötigten Messverstärker ausprobiert werden. Ein Messverstärker des später anzuschaffenden Typs wurde vom Fraunhofer Ernst-Mach-Institut für Kurzzeitdynamik (EMI) in Freiburg für die Dauer der Vorversuche zur Verfügung gestellt.

Als mögliche Kapselungen für die Manganin-Messelemente kamen gegossene Zementumhüllungen, bearbeitete Zuschlagskörner oder speziell gefertigte Metallkapselungen mit einem dem Beton vergleichbaren E-Modul in Frage. Die jeweils fertig gestellten Aufnehmer wurden schon bei der Herstellung des Probekörpers einbetoniert.

Die Kapselungen aus, der Härte des Probekörpers (Beton B35) entsprechendem; Zement (Adiment 35), wurden in zwei Teilen (Boden und Deckel) mit geeigneten Aussparungen für die Lötstellen gegossen. In diese Kapselungen wurde der Messstreifen wasserdicht eingeklebt, um Kurzschlüsse zu vermeiden. Es wurde festgestellt, dass diese Art der Zementkapselung keinen ausreichenden Schutz des Sensors gewährleisten konnte.

Die gesägten Kapselungen aus Sandstein und Quarz, in die die Messstreifen eingeklebt wurden, brachten ebenfalls kein zufrieden stellendes Ergebnis hervor. Es zeigte sich, dass der Sandstein aufgrund seiner mangelnden Steifigkeit einen großen Anteil der Spannung dissipiert, während die Quarzkapselung zwar den Spannungsübertrag in Höhe des vorausgerechneten Wertes leistete, aber durch sehr sprödes Versagen unter der Druckeinwirkung zu schnell zerstört wurde (siehe Anhang A).

Die Variante mit Aluminiumkapselungen, wie sie im Bereich der Dehnungsmessstreifentechnik (DMS) üblich sind, führte zu den besten Ergebnissen. Auch hier wurden zweiteilige, aus Deckel und Boden bestehende Kapselungen angefertigt und im Vorversuch getestet. Es wurde darauf geachtet, dass durch Abmagerungen im Querschnitt ein E-Modul erreicht wurde, der dem des Betons entsprach. Die positive Erfahrung mit dieser Bauart führte dazu, dass diese Kapselungsvariante bei den Hugoniotversuchen zur Anwendung kam (siehe Abschnitt 4.4, Anhang C).

5.2 Experimenteller Aufbau - Hugoniotversuche

Die verwendeten Betonplatten hatten eine quadratische Grundfläche von 1 m^2 und eine Dicke von 25 – 50 cm. Sie waren im untersuchten, direkt von der Schockwelle belasteten, Bereich unbewehrt, wobei in den Randbereichen aus Gründen der Transportsicherheit ein leichte Bewehrung angeordnet war, die eventueller Rissbildung oder anderer Materialschädigung vorbeugen sollte. Den verschiedenen Plattendicken angepasst, wurden zu Bügeln gebogene Bewehrungsmatten mit einer Stabdicke von 8,5 mm angeordnet, die ineinander gesteckt wurden. In der folgenden Abbildung 5-3 ist die komplette Bewehrung dargestellt.

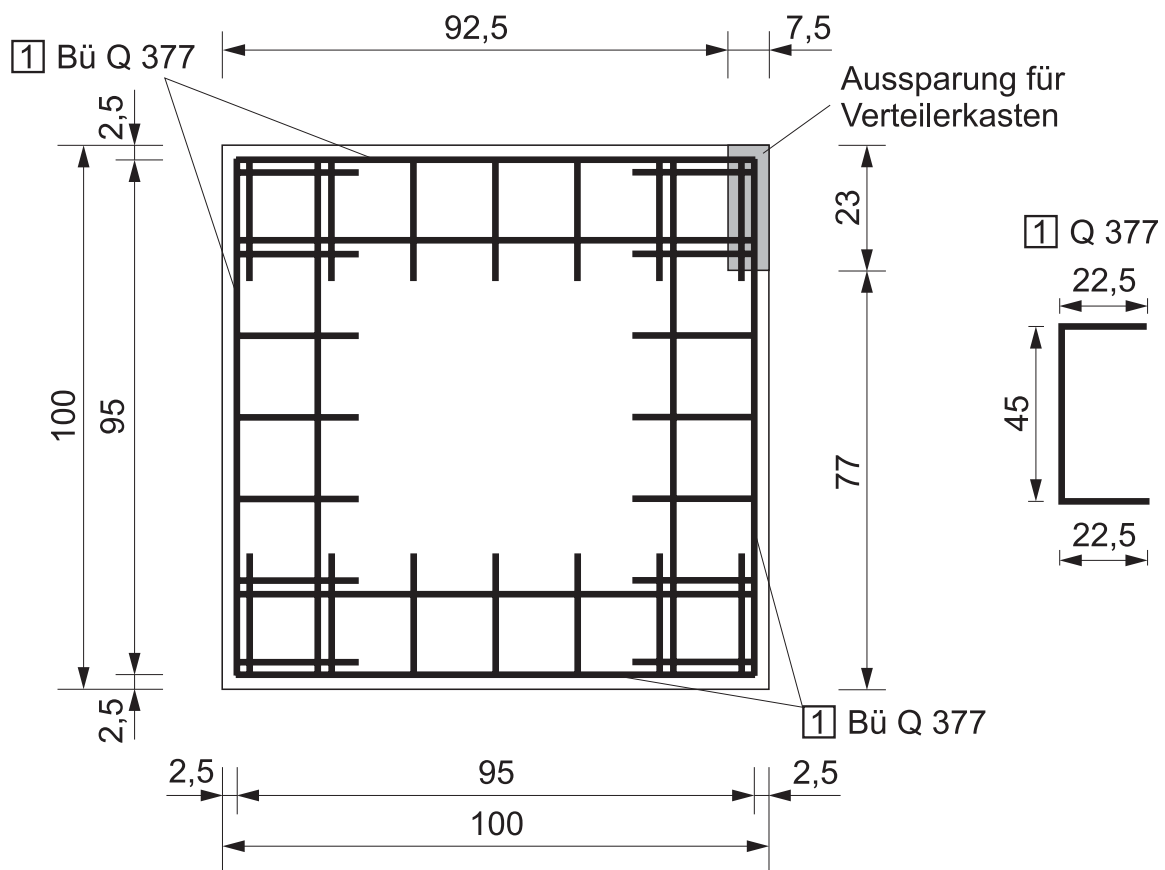


Abbildung 5-3 Bewehrung der Versuchsplatten

An einer der unteren Ecken wurde eine Aussparung für die Anschlüsse der Sensoren vorgesehen. Hier wurde ein wasserdichter Verteilerkasten angebracht, in dem die Anschlusskabel während des Betoniervorgangs geschützt waren. Der zum Betonieren montierte glatte Deckel wurde nach dem Ausschalen durch einen Deckel ersetzt, der mit 16 vormontierten Koaxialbuchsen versehen war, an dem ein Großteil der aus der Platte ausgehenden Kabel angeschlossen werden konnte. Im Verlauf der Versuchsserie konnte die Gesamtzahl der Messaufnehmer erhöht werden, so dass weitere Anschlussstationen auf Metallwinkeln angebracht werden mussten (siehe Abbildung 5-4).

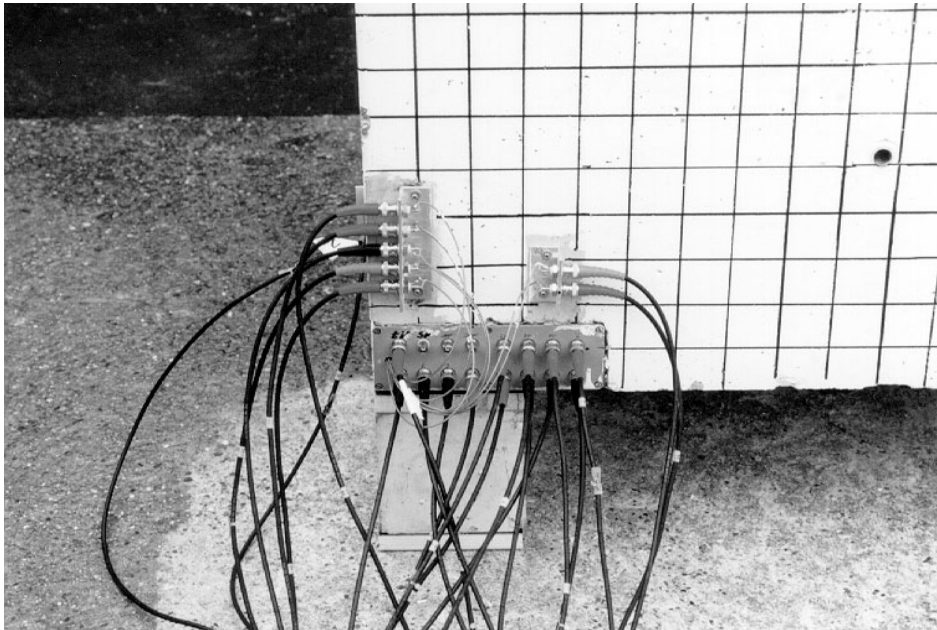


Abbildung 5-4 Verteilerkasten und weitere Anschlussstationen an Platte 3

Bei allen Versuchen wurde Beton der Festigkeit B35 verwendet. Die Aufnehmer wurden planmäßig vor dem Betoniervorgang mit Hilfe eines Drahtgitters in der Schalung positioniert. Hierbei wurde ein glatter Stahldraht mit Durchmesser 3 mm verwendet, um eine hohe Stabilität bei möglichst geringem Verbund mit dem Beton zu erreichen. Die gekapselten Aufnehmer wurden mit Kabelbindern oder dünnem Silberdraht am Positionsgitter befestigt (siehe Abbildung 5-5 a)).

Bei der Führung der Kabel musste besonders auf die Anschlüsse der einzelnen Sensoren geachtet werden. Bei hochdynamischen Versuchen dieser Art ist es von großer Wichtigkeit, dass die Anschlusskabel der Aufnehmer immer von der Belastung weggeführt werden, da sonst eine Zerstörung der Zuleitung vor dem Registrieren des Messsignals auftreten könnte.

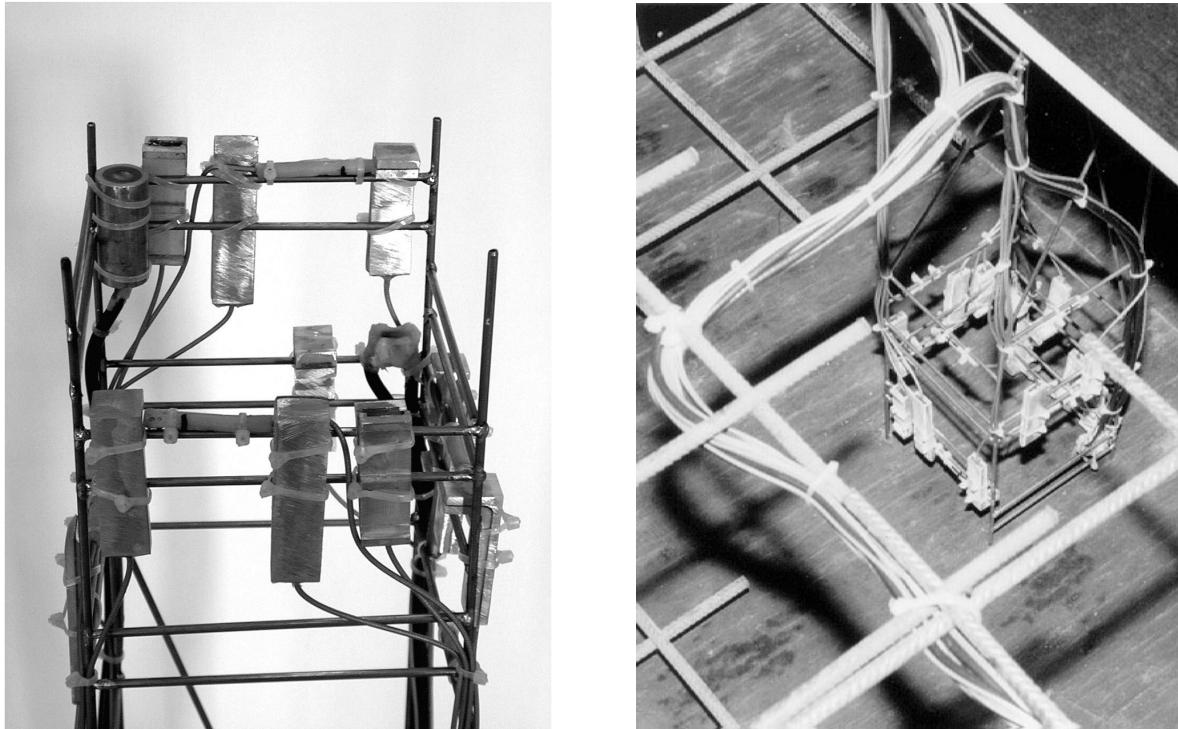


Abbildung 5-5 a) mit Messaufnehmern bestücktes Positionsgitter
 b) in Schalung eingebautes Positionsgitter

Das bestückte Gitter wurde während des Betoniervorgangs durch Bohrungen im Schalboden und an einem über der Schalung befestigten Brett fixiert, um eine Beschädigung der Aufnehmer zu verhindern und eine möglichst geringe Abweichung von der Solllage sicherzustellen. Die Platten wurden mit der späteren Oberseite nach unten betoniert, um zu gewährleisten, dass die Belastung auf einer möglichst glatten Oberfläche erfolgen kann. Diese Vorgehensweise erleichterte außerdem die Kabelführung zum Verteilerkasten (siehe Abbildung 5-5 b)).

Die Kantenlängen der quadratischen Platten betragen im Grundriss immer $a = 1$ m und die Dicke wurde variiert, aber maximal zu $a/2$ gewählt. Hierdurch wird gewährleistet, dass reflektierte Druckwellen von den Seitenflächen die Ankunft der primären Welle auf der Plattenunterseite nicht beeinflussen können. Somit wird auch das Abplatzen an der Unterseite nur von der reflektierten Zugwelle und nicht von anderen Effekten durch Wellenüberlagerung erklärt.

Bei der Durchführung der Versuche wurde als Belastungsquelle eine Kontaktladung in Form eines Plane-Wave-Generators gewählt. Hierbei handelt es sich um eine kegelförmige Ladung, die aus zwei verschiedenen Sprengstoffen besteht, deren unterschiedliche Detonationsgeschwindigkeiten bekannt sind (siehe Abbildung 5-6).

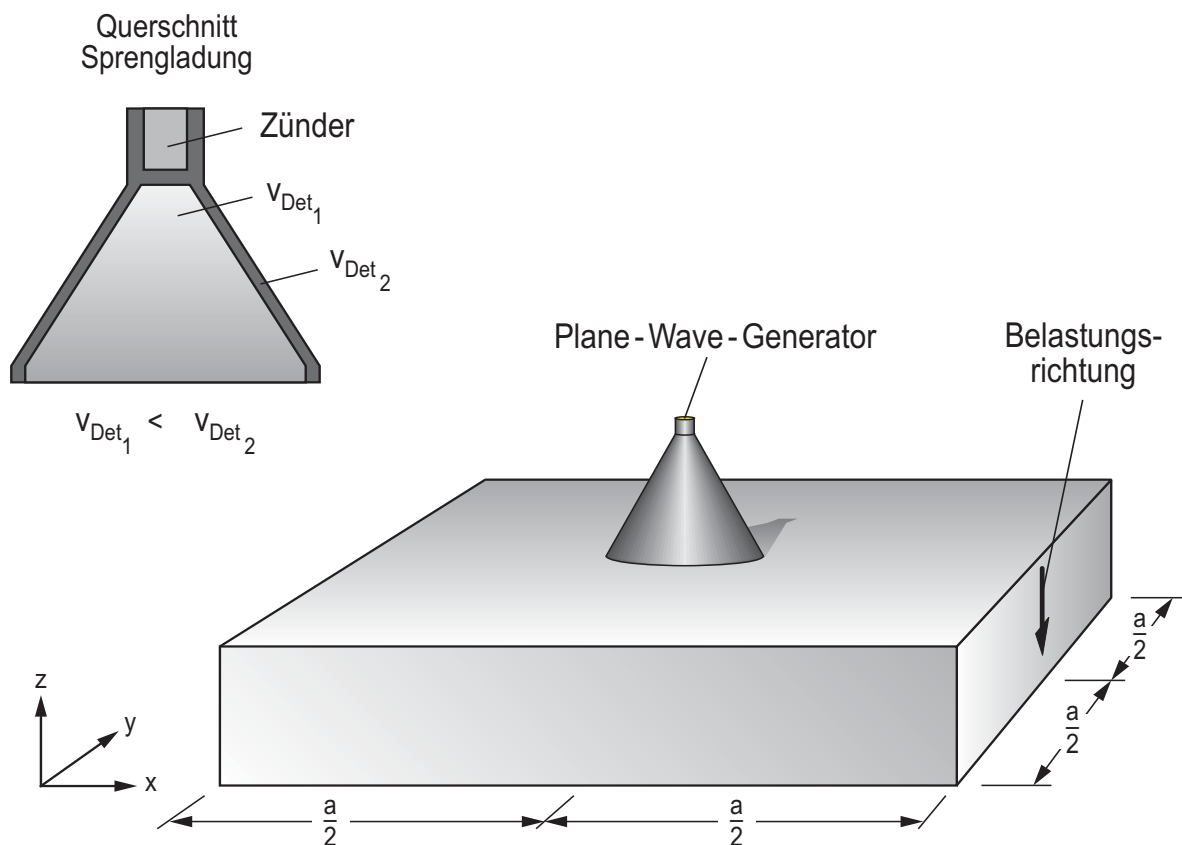


Abbildung 5-6 Prinzipieller Versuchsaufbau mit Plane-Wave-Generator

Der innere Teil besteht in der Standardausführung aus TNT (Trinitrotoluol), das eine Detonationsgeschwindigkeit von $v_{\text{Det}} = 6930$ m/s hat. Der äußere Kegelmantel ist aus Composition B (COMP B) hergestellt, einem Sprengstoff mit einer Detonationsgeschwindigkeit von $v_{\text{Det}} = 7980$ m/s. Die Detonationsgeschwindigkeiten des inneren und des äußeren Teils bestimmen den Öffnungswinkel des Kegels. Die innere Detonationswelle wird durch die vorlaufende äußere Welle in einen ebenen Zustand gedrängt und kommt somit auch als ebene Belastung auf der Versuchskörperoberseite an.

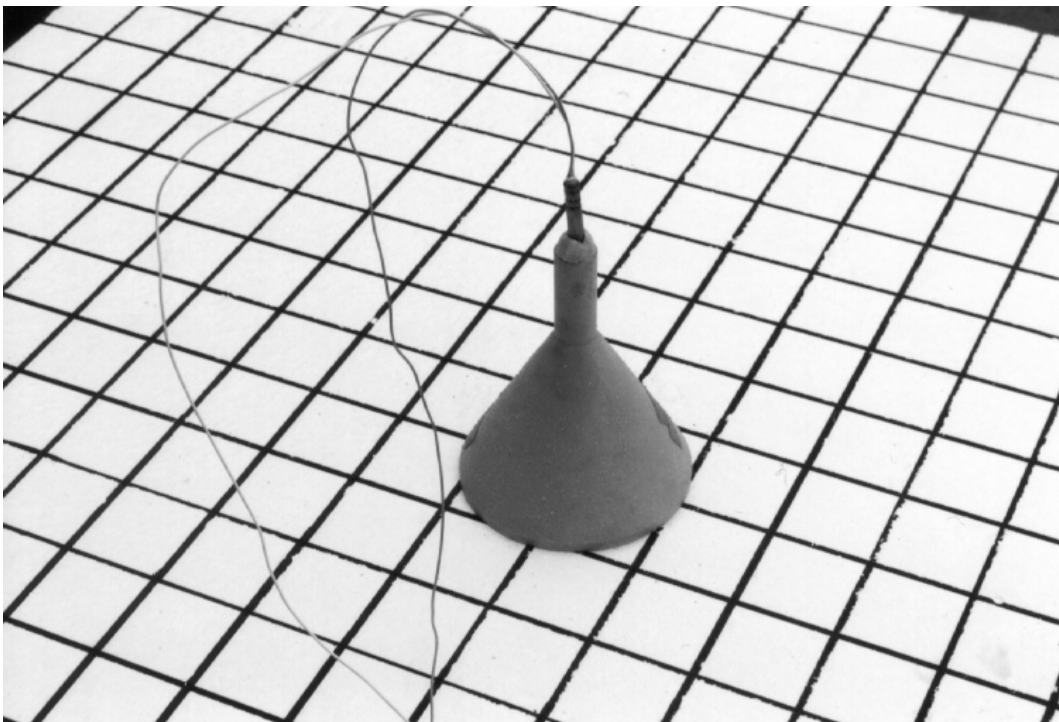


Abbildung 5-7 Plane-Wave-Generator mit Zünder, Platte 3

Im Verlauf der Versuche wurden drei verschiedene Plane-Wave-Generatoren verwendet. Für deren Herstellung wurden spezielle Gießformen aus Aluminium gefertigt. Für die Kombination TNT/COMP B wurden zwei verschiedene Durchmesser (10 cm und 20 cm) vorgesehen und für die größere Belastungsfläche wurde eine weitere Form für eine phlegmatisierte Ladung hergestellt, deren Öffnungswinkel kleiner und die Form damit sehr flach ist (siehe Abbildung 5-8).

Dem phlegmatisierten TNT wurden insgesamt 15,5 g Styroporkugeln vom Durchmesser 2-3 mm beigemischt, was eine Reduzierung der Detonationsgeschwindigkeit auf einen Wert von 3875 m/s bewirkte. Eine Aufstellung der verschiedenen Versuchsanordnungen zeigt die folgende Tabelle 5-1. Genauere Informationen zu den einzelnen Sprengstoffen finden sich in der Tabelle 5-3.

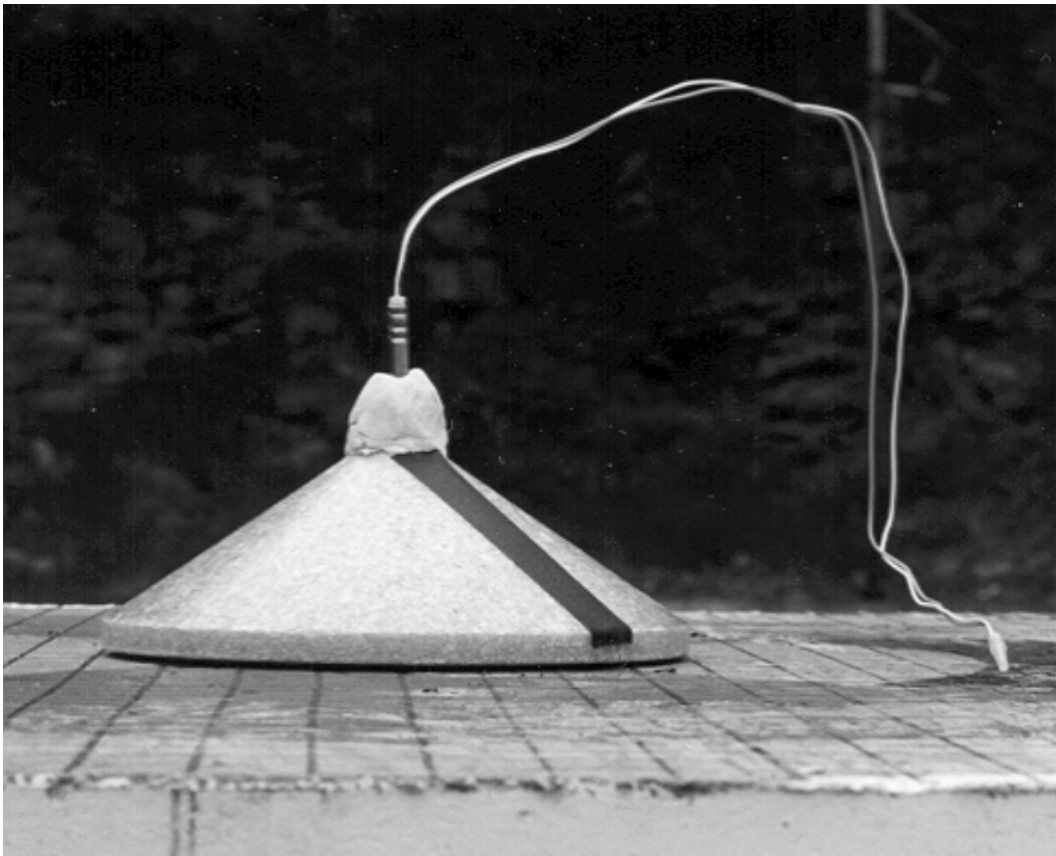


Abbildung 5-8 phlegmatisierter Plane-Wave-Generator mit Zünder, Platte 5

Da die Verwendung von Zwischenverstärkern und Impedanzwandlern notwendig war (siehe Abschnitte 4.2-4.5), wurde der Versuch so aufgebaut, dass diese möglichst nahe am Versuchskörper angeordnet werden konnten. Direkt an den Platten wurden Koaxialbuchsen angebracht, so dass die Verbindungspunkte der Messleitungen dort fixiert waren. Der erste Abschnitt der Leitungsführung bestand aus 7,5 m langen Verschleißleitungen, die nach der Versuchsdurchführung kontrolliert und im Bedarfsfall ersetzt werden konnten (siehe Abbildung 5-9). Diese Koaxialleitungen wurden in einem Kunststoffrohr zu einer Einhausung aus Holz geführt, um sie vor Zerstörung durch Trümmerflug zu schützen.

Versuchskörper	Sprengstoffarten	Sprengstoffmassen [g]	beaufschlagte Fläche [cm ²]	Plattendicke [cm]
Platte 1	TNT/COMP B	2380/945	314,2	25
Platte 2	TNT/COMP B	2380/945	314,2	50
Platte 3	TNT/COMP B	450/190	78,5	50
Platte 4	TNT/COMP B	2380/945	314,2	50
Platte 5	phlegmatisiertes TNT/COMP B	500/407	314,2	50

Tabelle 5-1 Aufstellung der verschiedenen Versuchsanordnungen



Abbildung 5-9 Versuchsaufbau mit Einhausung für die Zwischenverstärker am Beispiel der Platte 3

Die Einhausung wurde demontierbar konzipiert, um sie auch bei eventueller Nutzung eines anderen Sprengplatzes verwenden zu können und bot den verwendeten Zwischenverstärkern Schutz vor umher fliegenden Trümmern (Abbildung 5-10). Bei Bedarf konnte die gesamte Konstruktion mit Hilfe einer Plane abgedeckt und somit vor Feuchtigkeit und anderen äußeren Einflüssen geschützt werden.

Von der Einhausung wurden die Messleitungen mit Hilfe von 50 m langen Koaxialkabeln in den Messbunker geführt. Die Zündung der Ladung erfolgte ebenfalls aus dem Messbunker und wurde von einem Sprengberechtigten des Fraunhofer-Instituts für Chemische Technologie (ICT) Berghausen durchgeführt. Das elektrische Zündsignal wurde dort direkt abgegriffen und als Trigger für die Messwerterfassung verwendet.

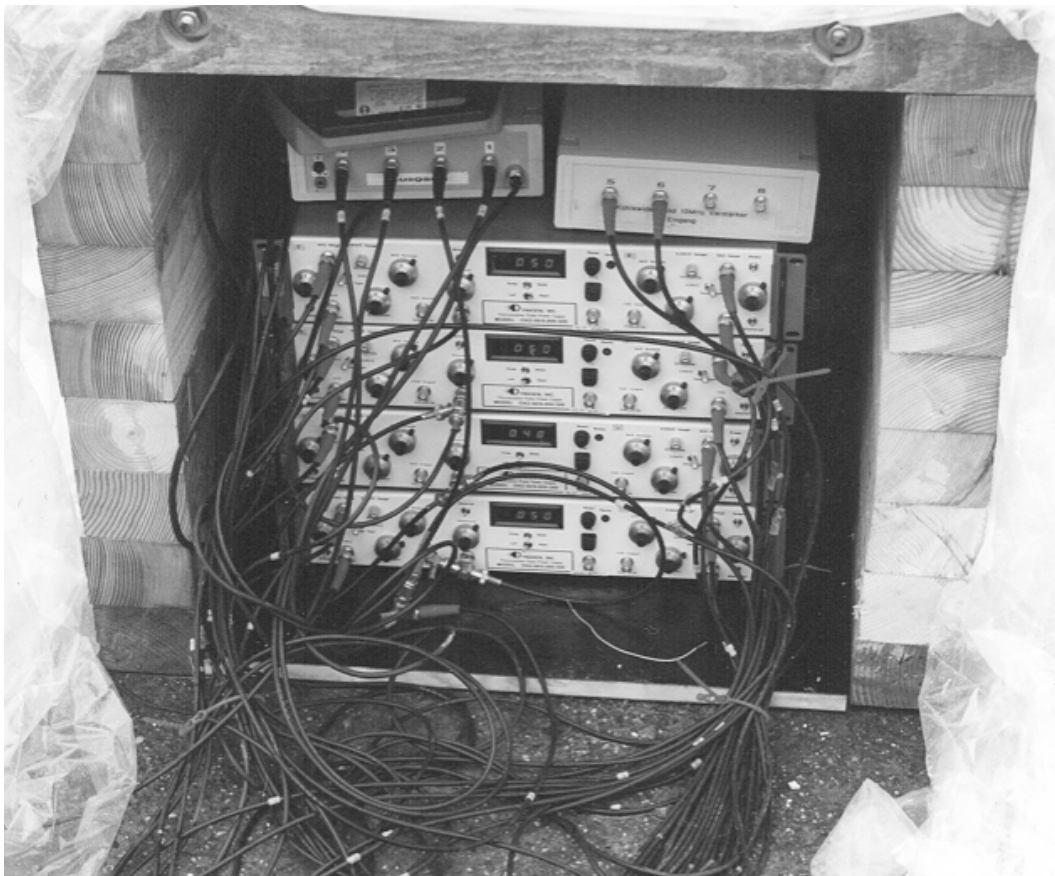


Abbildung 5-10 Einhausung mit eingebauten Messverstärkern (unten 4 Stück Dynasen, oben links Impedanzwandler für Kohle-Masse-Widerstände und rechts DC-Verstärker für DMS)

5.3 Versuchsergebnisse - Hugoniotversuche

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Versuche, sowohl was die beobachtete Schädigung oder Zerstörung der Versuchskörper selbst betrifft, als auch die Messergebnisse im Einzelnen dargestellt. Beginnend mit der Beschreibung der Sprengergebnisse, die hier an einzelnen Beispielen vorgestellt werden, werden alle gewonnenen Messergebnisse dargestellt. Diese Messergebnisse werden hier an einzelnen Messkurven erläutert und deren Eingang in die Auswertung dargestellt. Alle registrierten Messdiagramme finden sich in den Anhängen D – H.

Die aus allen Versuchen gewonnenen Ergebnisse werden zusammengefasst und zur Gewinnung von Aussagen über Strain-Rate-Effekt, Deviatorik und zur Überprüfung der Gültigkeit der Mie-Grüneisen-Zustandsgleichung herangezogen.

Bei den verschiedenen Probekörpern konnten unterschiedliche Zerstörungsgrade beobachtet werden. Beispielfhaft soll hier auf die Platten 2 und 3 eingegangen werden, da hier der größte Unterschied in der Zerstörung aufgezeigt werden kann. Bei der Platte 5 kam die phlegmatisierte Ladung zum Einsatz und bewirkte eine vergleichbare Zerstörung wie der kleine Plane-Wave-Generator bei Platte 3. Die Bilder der Versuchsaufbauten und der Sprengergebnisse aller Platten sind im Anhang C detailliert dargestellt.

Zu Beginn der Versuchsserie wurde, ergänzend zu einer bereits vorhandenen Gießform für die Ladung, eine weitere Form mit doppeltem Durchmesser der Grundfläche hergestellt. Der Versuchsaufbau mit dem großen Plane-Wave-Generator ist in Abbildung 5-11 dargestellt. Diese Ladung kam bei den Platten 1, 2 und 4 zum Einsatz und bewirkte die vollständige Zerstörung der Versuchskörper. Die komplette Zerstörung der Platte 2 ist in der Abbildung 5-12 zu sehen, alle Trümmer wurden weitläufig in der Umgebung verstreut.

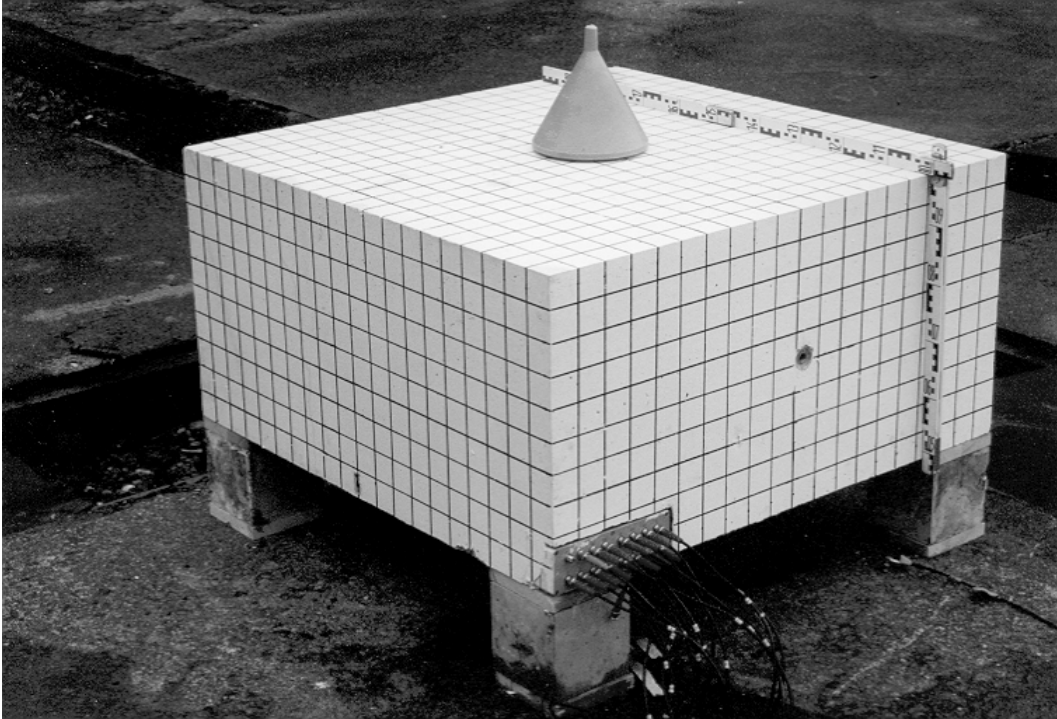


Abbildung 5-11 Versuchsaufbau mit großem Plane-Wave-Generator, Platte 2



Abbildung 5-12 Sprengergebnis beim Versuch an Platte 2, totale Zerstörung

Das in die Platte 2 eingebaute Positionsgitter für die Aufnehmer war nach der Sprengung noch zu erkennen. Die einzelnen Messelemente konnten zum Teil zwischen den verteilten Fragmenten identifiziert werden. Die Kapselungen selbst waren meist beschädigt, aber nicht zerstört. Das am ursprünglichen Standort der Platte noch befindliche Material war sehr feinkörnig und fest kompaktiert (siehe Abbildung 5-13).



Abbildung 5-13 Überreste des Positionsgitter und kompaktiertes Material am ursprünglichen Standort der Platte 2

Der Ablauf der Zerstörung kann in der folgenden Bildsequenz, die beim Versuch an der Platte 2 aufgenommen wurde, verfolgt werden (siehe Abbildung 5-14). Man erkennt gut die Detonation, die Entwicklung der Schwaden und die anschließende Fragmentierung der Platte, sowie den Trümmerflug.

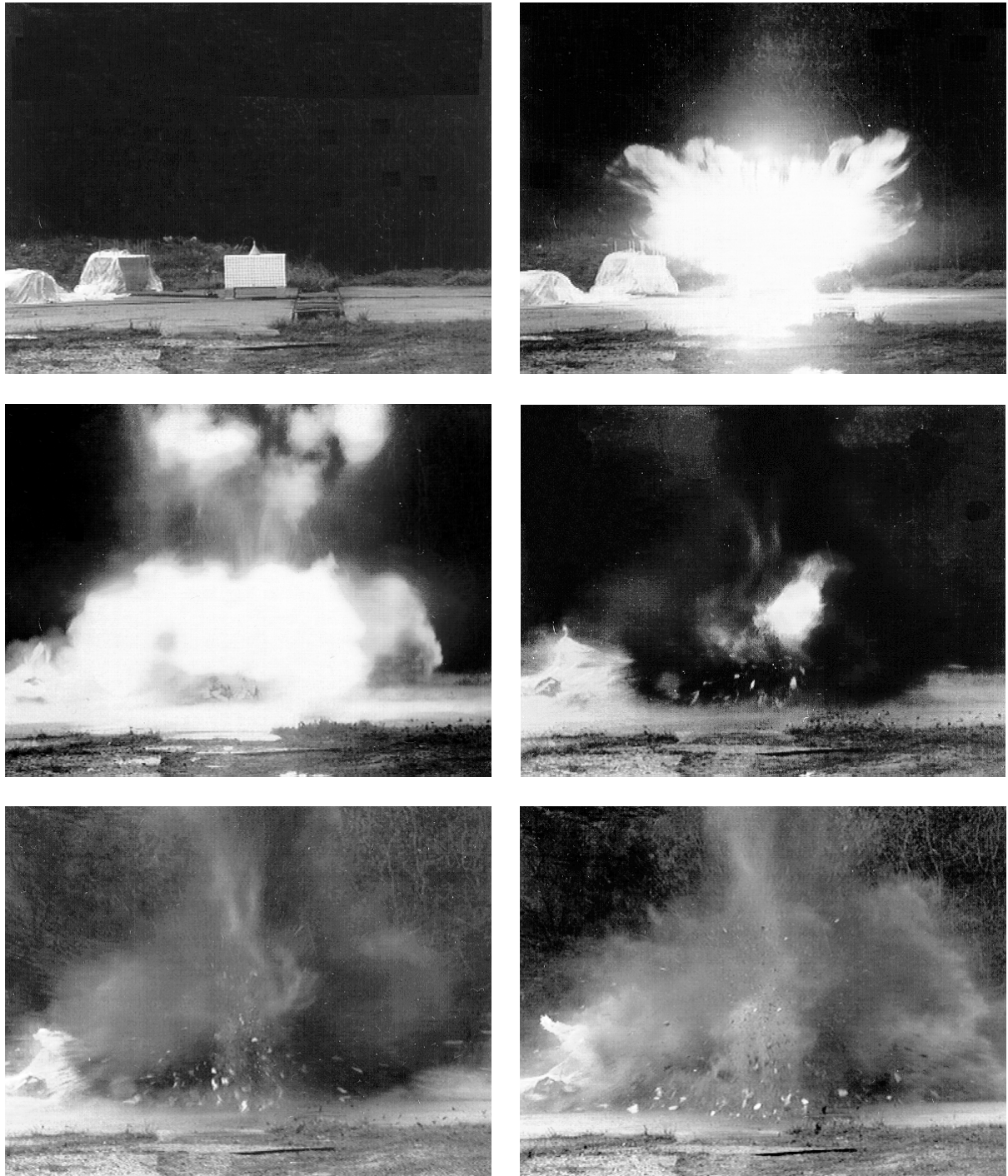


Abbildung 5-14 Ablauf der Sprengung beim Versuch an Platte 2
obere Reihe: Versuchsaufbau und Detonation
mittlere Reihe: Schwadenbildung, Beginn Fragmentierung
untere Reihe: Trümmerflug

Da bei der Platte 3 der kleinere Plane-Wave-Generator zum Einsatz kam (siehe Abbildung 5-7), wurde eine deutlich geringere Zerstörung registriert. Wie in Abbildung 5-15 zu erkennen ist, bildete sich ein Krater an der Oberfläche aus, der im Mittel einen Durchmesser von 56 cm und eine Tiefe von 11 cm hatte.

Die Platte wurde allseitig von Rissen durchzogen, so dass von einer globalen Schädigung gesprochen werden kann. Im Labor wurde diese Platte 3 dann vertikal gesägt, um die innere Zerstörung beurteilen zu können. In Abbildung 5-16 erkennt man gut die innere Rissstruktur und die Kratergeometrie. Im unteren Bereich sind Risse zu erkennen, die von der an der Unterseite reflektierten Druckwelle, die als Zugwelle zurückläuft, herrühren. Bei einer etwas größeren Belastung wäre hier das Scabbing aufgetreten, das durch diesen Effekt hervorgerufen wird. Ferner wurden der Platte in den Außenbereichen Bohrkern entnommen, die bei späterer Prüfung noch annähernd die Druckfestigkeit des ungeschädigten Betons zeigten, die aber aufgrund der Risse nahezu keine Zugfestigkeit mehr aufwiesen.

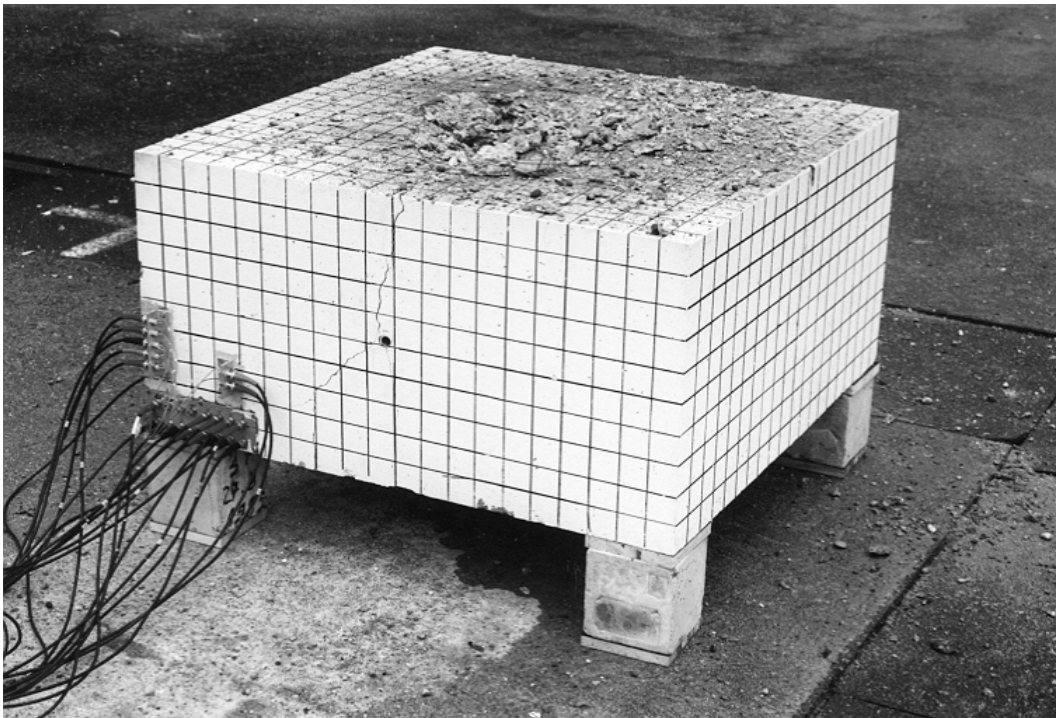


Abbildung 5-15 Sprengergebnis Platte 3, Krater- und Rissbildung

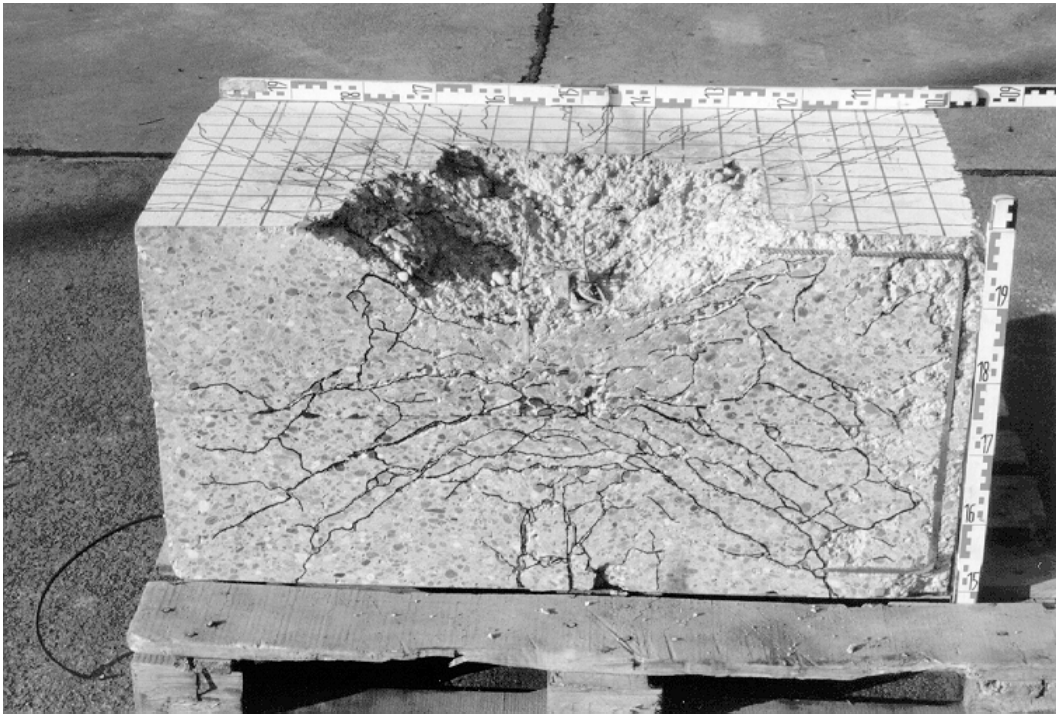


Abbildung 5-16 Platte 3, nach Versuch vertikal gesägt

Die Versuchskörper 4 und 5 wurden an den Oberflächen mit verschiedenen Farben in Segmente eingeteilt, um die Fragmentierung und die Trümmerstruktur näher zu untersuchen (siehe Bilder im Anhang C). Es konnten keine detaillierten Erkenntnisse zu dieser Fragestellung gewonnen werden, weil die Fragmente der Platte 4 weiter in der Umgebung verteilt wurden als es erfassbar war und weil bei der Platte 5 nur sehr wenige, kleine Trümmer aus der Platte ausgelöst wurden.

Bei allen durchgeführten Versuchen konnten Druckwerte mit Hilfe der Kohle-Masse-Widerstände gemessen werden. Im Verlauf der Versuchsserie wurde die Anzahl der selbstgebauten Impedanzwandler auf 8 Stück erhöht, so dass ab der Platte 3 jeweils 8 Kohle-Masse-Aufnehmer ausgelesen werden konnten, während bei den ersten beiden Platten lediglich 2 Impedanzwandler zur Verfügung standen. Im Folgenden sollen beispielhaft Messkurven vom Versuch an der Platte 3 gezeigt werden und die Eindringcharakteristik der Druckwelle unter Zusammenfassung der Druckwerte aller durchgeführten Versuche dargestellt werden.

In der folgenden Abbildung 5-17 sind die Messkurven der beiden am nächsten an der belasteten Oberfläche im Bereich der Ladungsgrundfläche positionierten Kohle-Masse-Aufnehmer dargestellt. Der Aufnehmer AB1 registrierte einen Druck von 18 500 MPa bei einer Anstiegszeit von etwa 3 μs . Der Druckpeak wird kurz gehalten und fällt dann etwas langsamer ab, bis zum Zeitpunkt $t \approx 100 \mu\text{s}$ das Versagen des Aufnehmers eintritt. Der Druckverlauf am Aufnehmer AB2 ist sehr ähnlich, der Höchstwert des Druckes wird mit 1670 MPa erreicht, die Anstiegszeit beträgt 5 μs . Der Kurvenverlauf fällt nach dem Peak ebenfalls langsamer ab und bleibt dann für die Dauer von weiteren 70 μs auf einem Druckniveau von 400 MPa. Erst nach Ablauf dieser Zeit scheint in diesem Bereich der Platte die Zerstörung einzusetzen. Dieser Verzögerungseffekt ist auf Trägheitseffekte zurückzuführen, die mit der Rissbildung und somit der Beschleunigung von Material einer bestimmten Masse einhergehen. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Zerstörung und somit der Risse kann in diesem Plattenbereich ungefähr zu 700 m/s bestimmt werden.

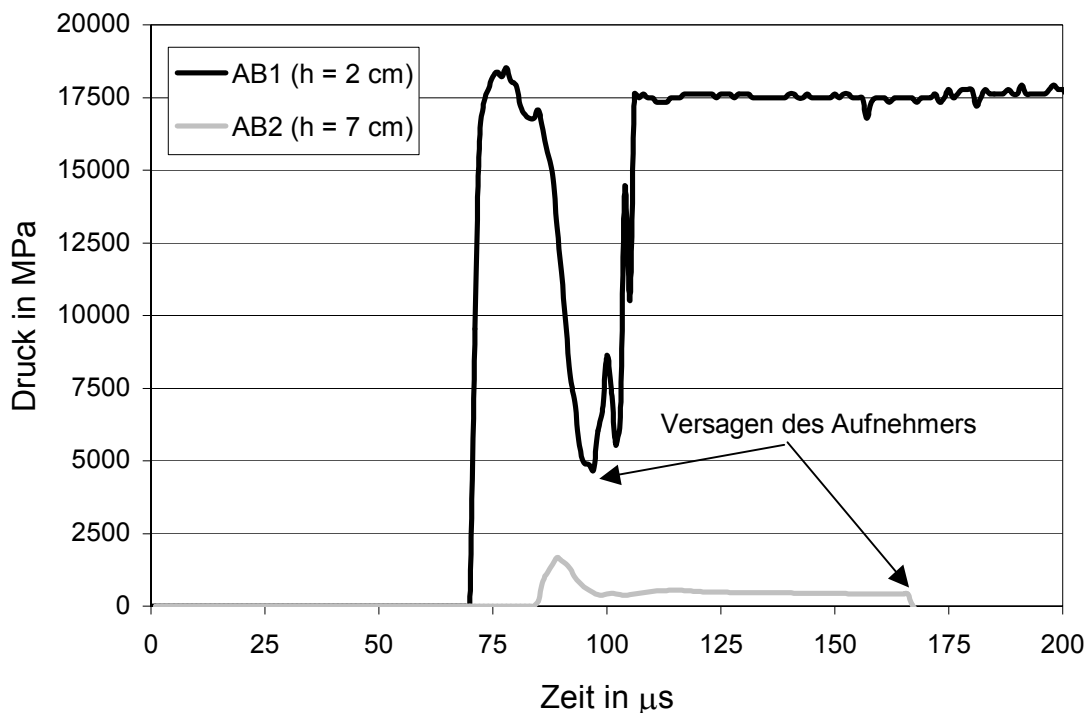


Abbildung 5-17 Gemessene Druckwerte der Kohle-Masse-Aufnehmer AB1 und AB2 beim Versuch an Platte 3

Aus der Abbildung 5-18 wird ersichtlich, dass das Verhältnis des Rauschens im Vergleich zu den Drucksignalen im unteren Bereich der Platte immer ungünstiger wird. Trotzdem konnten dort ebenfalls Drücke registriert werden, wobei die Messsignale bis zu einem Druck von 5 MPa auflösbar waren. In der Abbildung ist gut zu erkennen, dass die Anstiegszeiten der Druckverläufe mit steigendem Abstand von der Belastungsseite größer werden, da die Wellenfront mit zunehmender Ausbreitung immer mehr verschmiert wird. Die Aufnehmer AB3 (Druckpeak 70 MPa) und AB4 (Druckpeak 30 MPa) lagen wiederum direkt im Bereich des Mittelpunktes der Ladungsgrundfläche, während die Aufnehmer AB7 (Druckpeak 25 MPa) und AB8 (Druckpeak 10 MPa) um 10 cm bzw. 20 cm von der Mittelachse der Ladung versetzt angeordnet waren. Bei diesen beiden Aufnehmern wird das Signal immer mehr verschmiert und die Anstiegszeit nimmt bis auf einen Wert von über 50 μs zu.

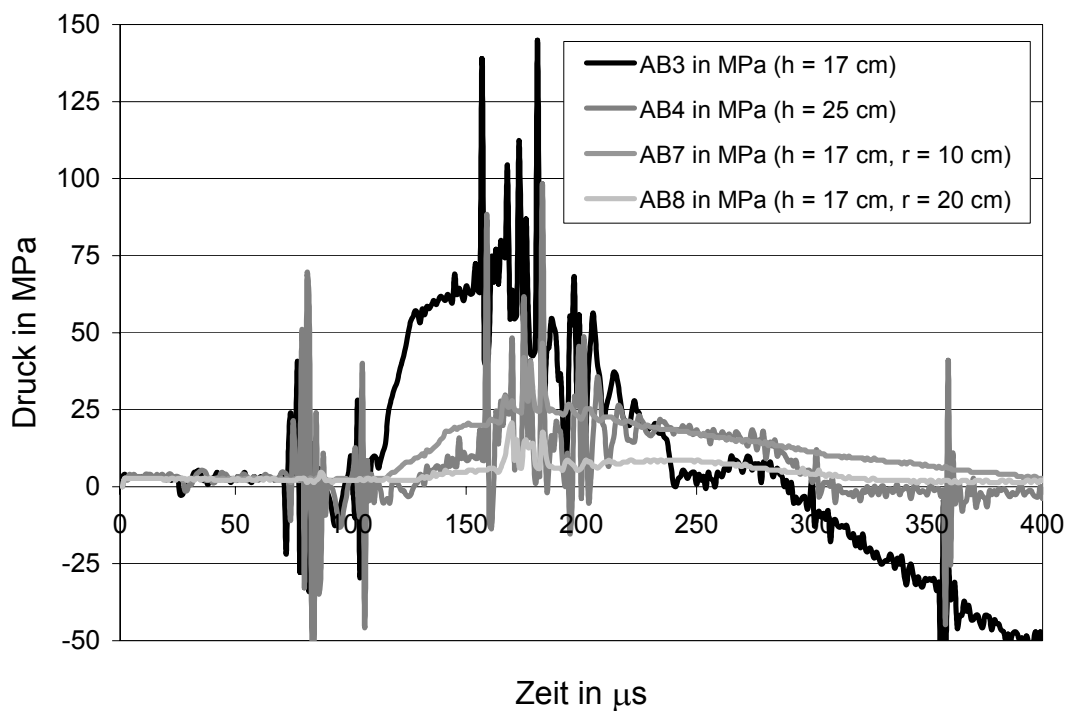


Abbildung 5-18 Gemessene Druckwerte der Kohle-Masse-Aufnehmer AB3, AB4 und der horizontal versetzt positionierten Aufnehmer AB7 und AB8 beim Versuch an Platte 3

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Messmethode mit Hilfe der Kohle-Masse-Widerstände sehr verlässlich funktioniert und gut reproduzierbare Ergebnisse hervorbringt.

Mit den Werten aus den oben dargestellten Druckmessungen lässt sich die Eindringcharakteristik der Druckwelle in den Probekörper bestimmen. Es können die Ergebnisse aus Versuchen mit gleicher Belastung zusammengefasst und daraus ein exponentieller Druckabfall mit zunehmendem Eindringen der Welle in die Platte abgeleitet werden. In der folgenden Abbildung 5-19 sind Druckmesswerte der Platten 1, 2 und 4, die mit dem großen Plane-Wave-Generator (2380 g TNT) belastet wurden, zusammengefasst und ein gemittelter exponentieller Verlauf des Druckabfalls eingezeichnet. Auf der folgenden Seite sind in Abbildung 5-20 und Abbildung 5-21 die entsprechenden Eindringcharakteristiken für die Platten 3 und 5 dargestellt.

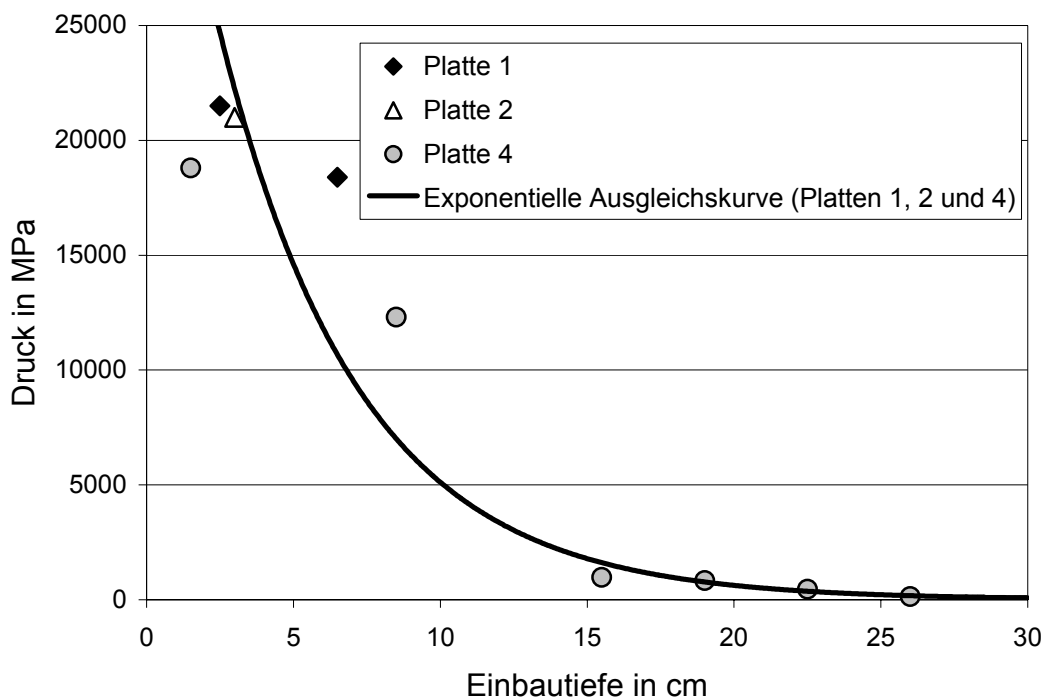


Abbildung 5-19 Eindringcharakteristik der Druckwelle bei den Platten 1, 2 und 4, die mit dem großen Plane-Wave-Generator (2380 g TNT) belastet wurden

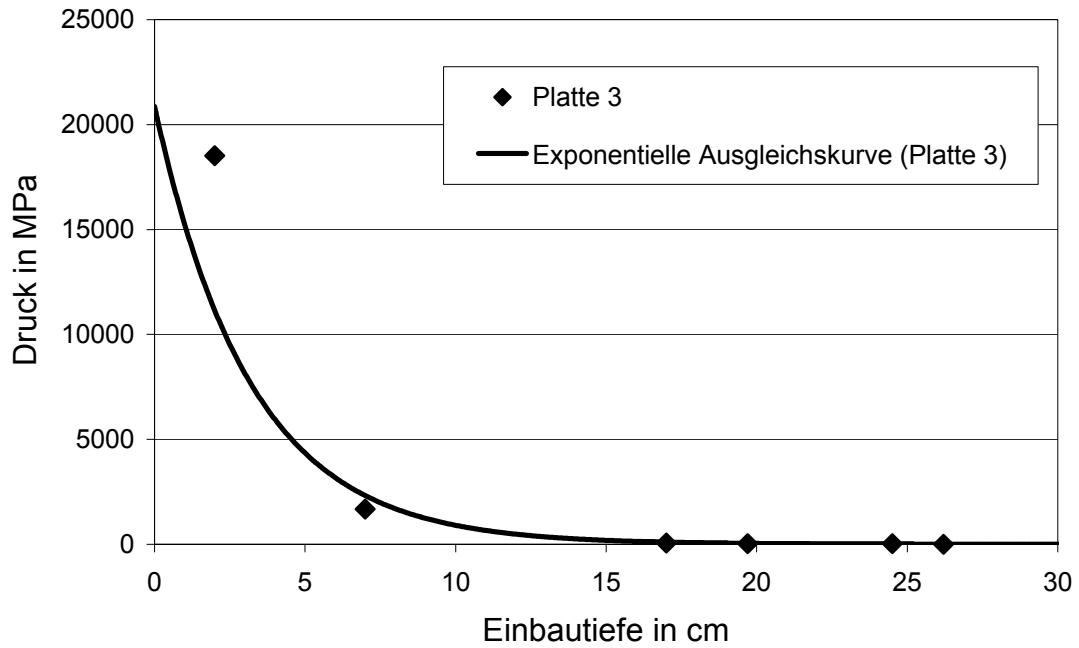


Abbildung 5-20 Eindringcharakteristik der Druckwelle bei Platte 3, die mit dem kleinen Plane-Wave-Generator (450 g TNT) belastet wurde

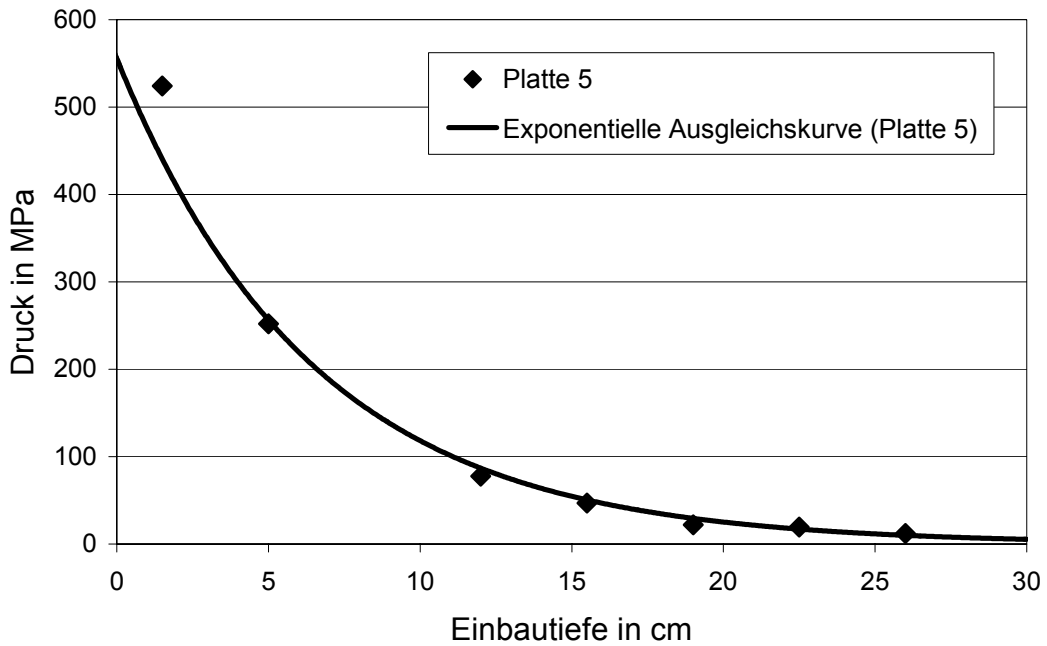


Abbildung 5-21 Eindringcharakteristik der Druckwelle bei Platte 5, die mit dem phlegmatisierten Plane-Wave-Generator belastet wurde

Beim Vergleich der Platten 1, 2 und 4 mit der Platte 3 lässt sich feststellen, dass mit der kleinen Ladung ein äquivalenter Druckwert in der oberflächennahen Zone erreicht wird, der Druck beim Eindringen in die Platte aber deutlich schneller abnimmt. Bei Platte 5 zeigt sich ein eher flacher Abfall der Druckwelle, die allerdings auch nicht solch hohe Druckwerte auf der belasteten Seite hervorruft.

Bei der Messung der gerichteten Spannungen konnten nicht so viele Messwerte gewonnen werden wie bei der volumetrischen Druckmessung, was auf die hohe Empfindlichkeit der Aufnehmer und die mangelnde Erfahrung in der Anwendung der Manganin-Messstreifen im Werkstoff Beton zurückzuführen ist. In Abbildung 5-22 sind zwei beim Versuch an Platte 2 gewonnene Spannungsverläufe dargestellt. Man erkennt den sehr schnellen Anstieg beim Aufnehmer MA5, der sich zu $2\ \mu\text{s}$ bestimmen lässt und die im Vergleich zur volumetrischen Druckmessung ebenfalls schnellen Spannungsabfälle im Entlastungsbereich bei beiden gezeigten Messelementen.

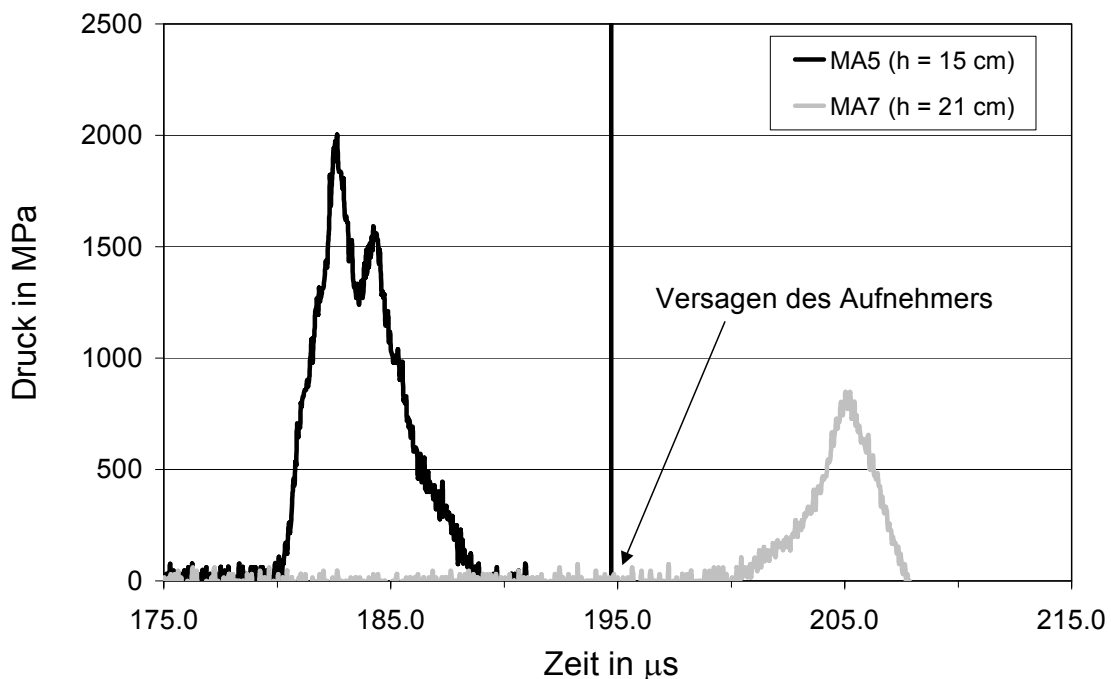


Abbildung 5-22 Gemessene Spannungswerte der Manganin-Aufnehmer MA5 und MA7 beim Versuch an Platte 2

Die im Rahmen der gesamten Versuchsserie gewonnen Spannungswerte können benutzt werden, um den gesamten Spannungszustand zu definieren. Wie in Abschnitt 2.4 aufgezeigt, benötigt man einen Druck- und einen Spannungswert an einem Punkt, oder zwei unabhängige Spannungswerte, um die deviatorische Spannungskomponente zu bestimmen. Bedingt durch den Ausfall vieler Manganin-Messelemente (siehe Anhänge D – H) konnte innerhalb der Versuchsserie an 5 Messpunkten die deviatorische Spannungskomponente bestimmt werden (siehe Abbildung 5-23).

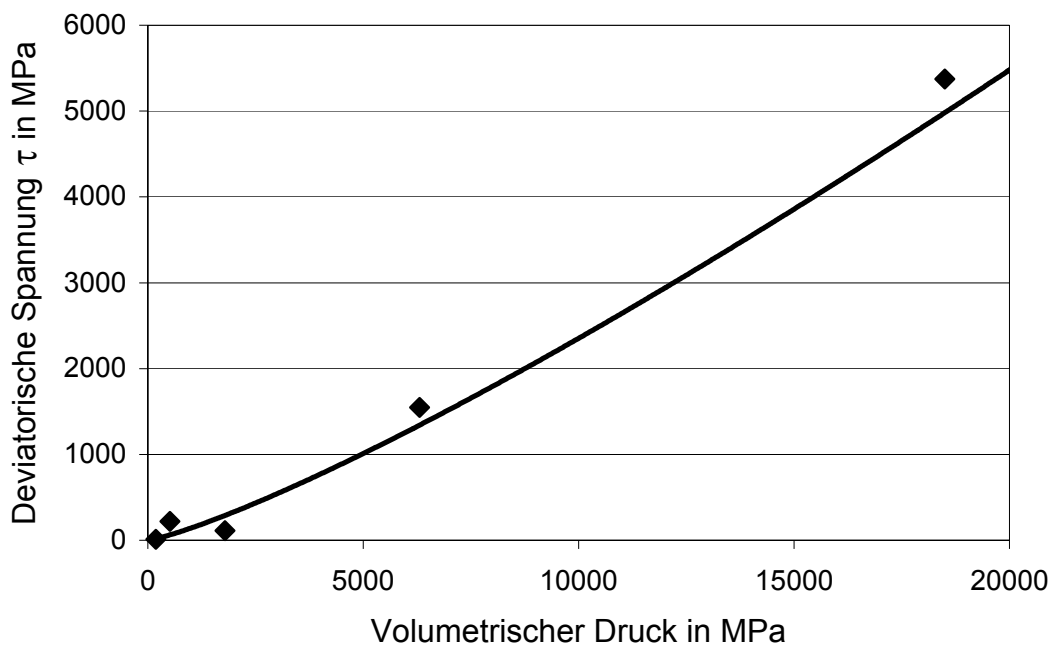


Abbildung 5-23 Deviatorische Komponente τ , berechnet aus den gemessenen Druck- und Spannungswerten

Ergänzend zu der Darstellung in Abschnitt 2.4 (siehe Abbildung 2-17) lässt sich aus diesen Ergebnissen schließen, dass sich die Versagensfläche von Beton zu hohen Drücken hin öffnet, was bedeutet, dass bei einem hohen Anteil von volumetrischem Druck eine größere deviatorische Abweichung von der Äquisektrix ertragen wird.

Diese Aussage beschränkt sich auf einen Druckbereich, in dem Effekte durch Gefügeänderung bzw. Aufschmelzen des Werkstoffs keine Rolle spielen. Sollte es im Bereich extrem hoher Drücke zu Verflüssigung kommen, kann keine deviatorische Komponente mehr ertragen werden und die Versagensfläche reduziert sich auf die Äquisektrix.

Mit Erfolg konnten innerhalb der Versuchsserie Dehnungsverläufe in den Probekörpern gemessen werden. In Abbildung 5-24 sind beispielhaft Messkurven der Dehnungsmessstreifen in Platte 3 dargestellt. Man erkennt leicht, dass sich Maximaldehnungen ergeben, die von Beton unter statischer Last nicht ertragen werden, die aber kurzzeitig bei dynamischer Belastung auftreten und bei Entlastung des Materials zum Versagen führen.

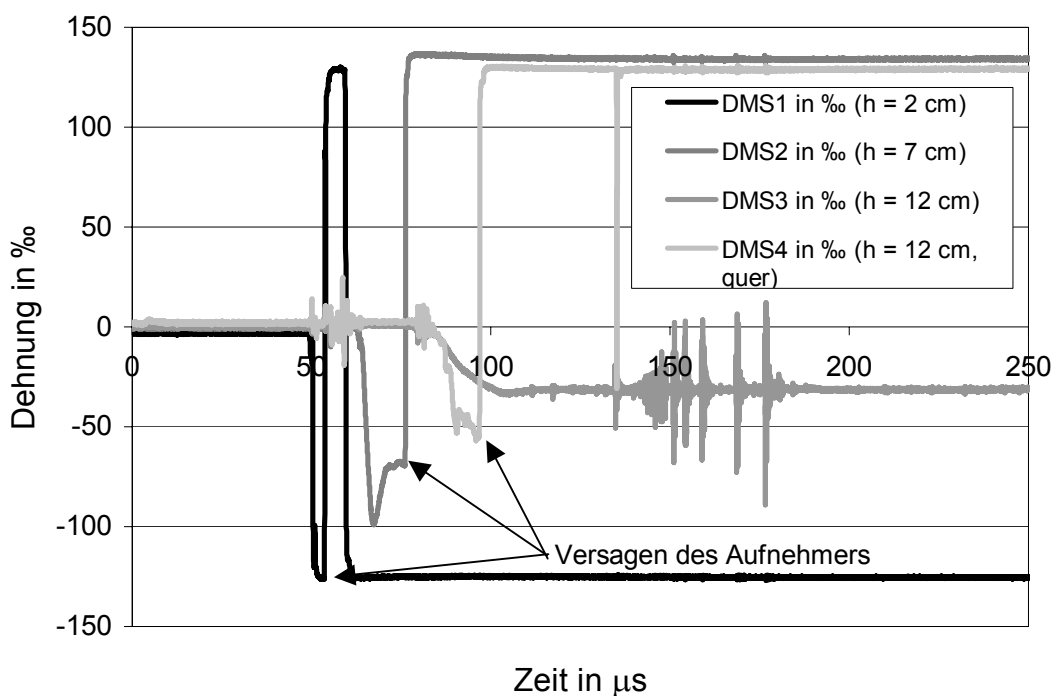


Abbildung 5-24 Gemessene Dehnungswerte in Belastungsrichtung der Dehnungsaufnehmer DMS1, DMS2, DMS3 und des in Querrichtung eingebauten DMS4 beim Versuch an Platte 3

Betrachtet man die Dehnungsanstiege in vereinfachter linearisierter Form, kann man Dehnraten bestimmen, die man als Belastungsgeschwindigkeit betrachten kann. Legt man an den entsprechenden Stellen im Versuchskörper die gemessenen Drücke als vom noch intakten Beton ertragen zugrunde, erhält man eine Abschätzung der Festigkeitssteigerung ähnlich zu dem aus der Literatur bekannten Verlauf (siehe Abschnitt 2.5, Abbildung 2-19). In der Abbildung 5-25 sind die aus der Versuchsserie gewonnenen Drücke über der Dehnrate aufgetragen. Die Ergebnisse aus dem Versuch an der Platte 5 reihen sich gut in die Werte aus den schnell belasteten Versuchskörpern ein. Die zusammengefassten Ergebnisse der Platten 3, 4 und 5 ergeben den als durchgezogene Linie eingezeichneten Verlauf.

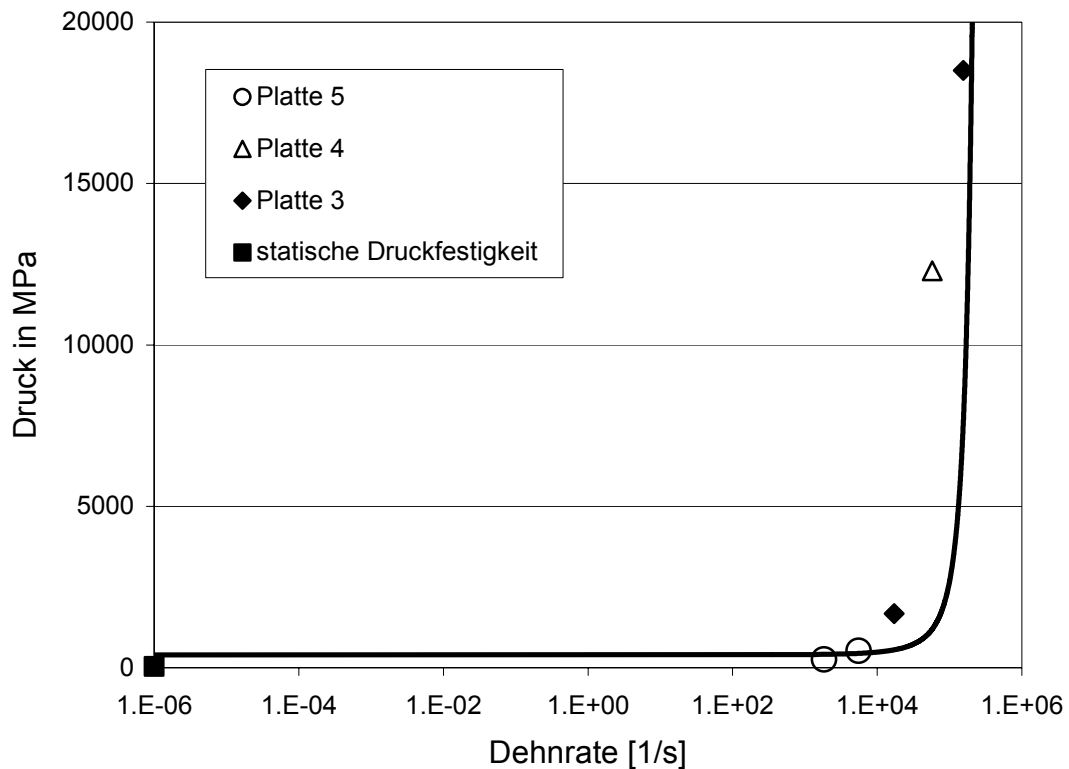


Abbildung 5-25 Zusammenhang zwischen gemessenen Drücken und der aus den Dehnungsverläufen bestimmten Dehnrate

Zur Bestimmung der Hugoniot-Kurve wurde auf die gleiche Weise wie in der Arbeit von Ockert [62] vorgegangen. Mittels der Ankunftszeiten der Belastungswelle an den einzelnen Aufnehmern wurde ein Weg-Zeit-Verlauf bestimmt, der mit einem Polynom 3. Grades gut beschrieben werden kann. In der Abbildung 5-26 sind alle eingehenden Werte für die Bestimmung der Weg-Zeit-Funktion der Platten 1 – 4 eingezeichnet und das den Verlauf beschreibende Polynom als Funktion dargestellt. Für die Platte 5 musste aufgrund der kleineren Belastungsgeschwindigkeit eine eigene Weg-Zeit-Charakteristik bestimmt werden.

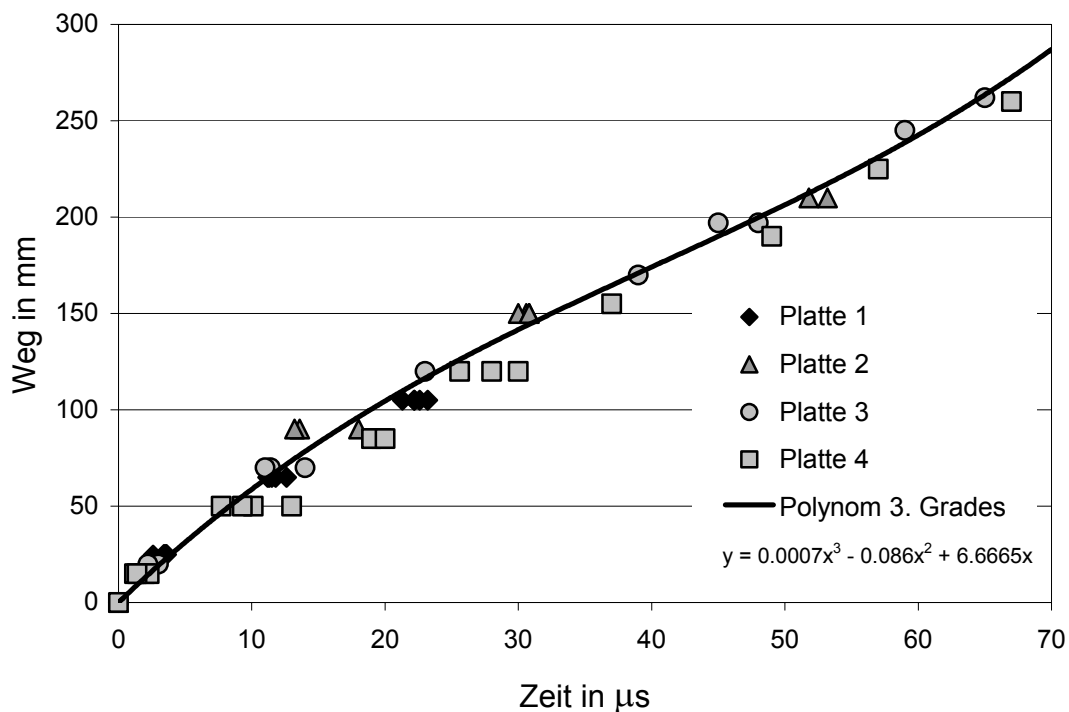


Abbildung 5-26 Weg-Zeit-Diagramm für die Platten 1 - 4

Durch Differenzieren der Weg-Zeit-Funktion erhält man eine Geschwindigkeits-Weg-Funktion, die das Ausbreiten der Schockwelle in Abhängigkeit von der Eindringtiefe in den Versuchskörper beschreibt und sehr gut den in Abschnitt 2.2 beschriebenen Verlauf wiedergibt. Im Vergleich zu dieser Funktion kann man die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten zwischen den Aufnehmerpositionen auch differentiell bestimmen.

Die auf diese Art bestimmten Ausbreitungsgeschwindigkeiten sind im Vergleich zur rechnerisch bestimmten Geschwindigkeits-Weg-Funktion in der Abbildung 5-27 aufgetragen. Diese Vorgehensweise muss für die Platte 5 ebenfalls separat ausgeführt werden.

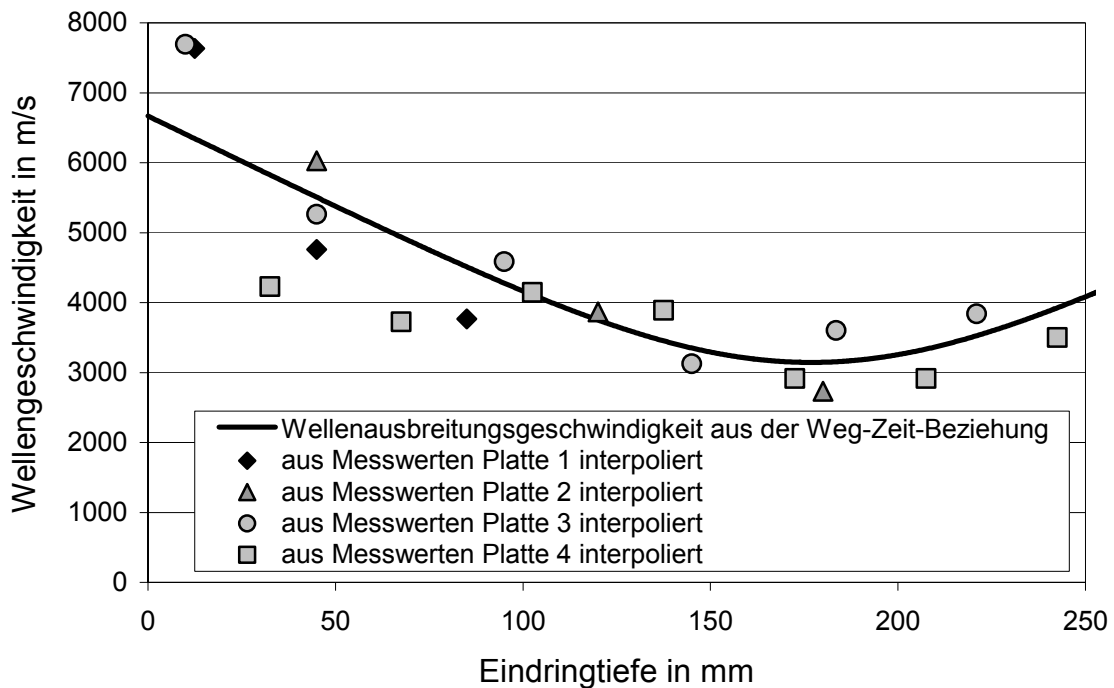


Abbildung 5-27 Differentiell bestimmte Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten im Vergleich mit der aus der Weg-Zeit-Beziehung gewonnenen Geschwindigkeits-Weg-Funktion für die Platten 1 - 4

Mit den nun bekannten Wellengeschwindigkeiten können Punkte der Hugoniot-Kurve mit Hilfe der in Abschnitt 2.1 beschriebenen Vorgehensweise bestimmt werden. In Abbildung 5-28 sind alle im Rahmen der durchgeführten Versuchsserie bestimmten Hugoniot-Punkte im Vergleich mit den aus der Literatur bekannten Werte aufgetragen ([36], [38], [61], [62]). Die neuen Werte stellen eine Bestätigung der Literaturwerte dar und erweitern die Kurve um Punkte im Bereich der Drücke bis 25 000 MPa.

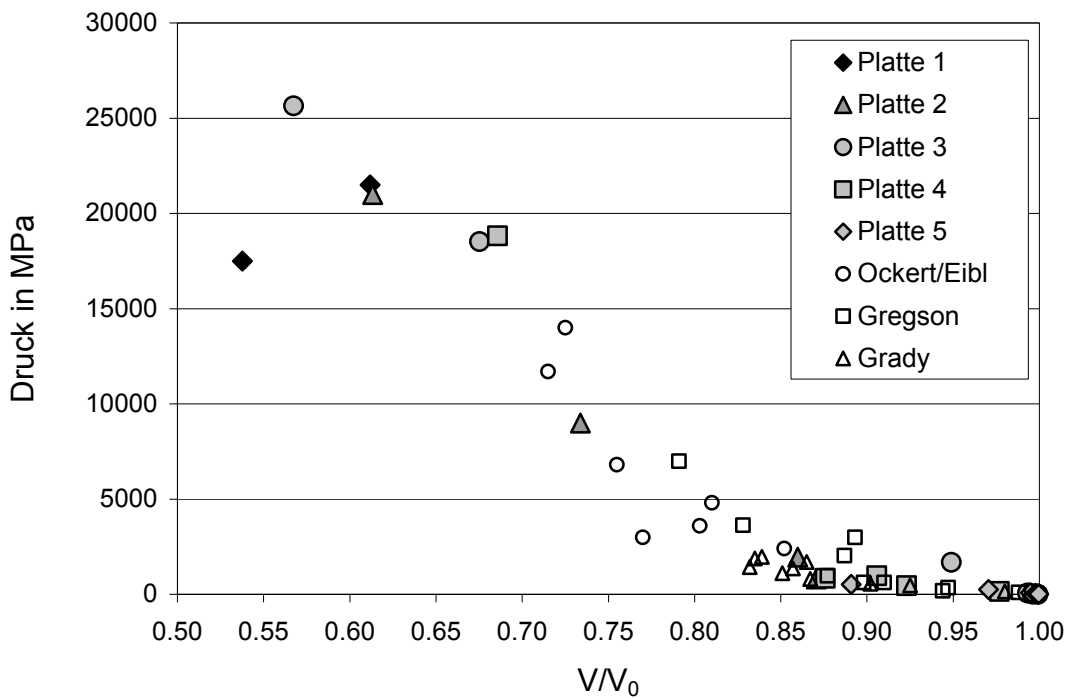


Abbildung 5-28 Im Rahmen der Versuchsserie gewonnene Hugoniot-Punkte im Vergleich mit bekannten Hugoniot-Werten aus den Arbeiten von Ockert [62], Gregson [38] und Grady [36]

Ein weiteres Ziel dieses Vorhabens war die Bestimmung von Temperaturen während der adiabatischen Kompression des Betons. Unter Anwendung der in Abschnitt 4.5 beschriebenen Messtechnik konnten an insgesamt drei Messpunkten Temperaturen und die dazugehörigen Drücke registriert werden. Durch die sehr hohe mechanische und chemische Empfindlichkeit der verwendeten Atomlagen-Thermosäulen mussten viele Ausfälle von Sensoren hingenommen werden. Diese Temperaturmesstechnik befindet sich noch in der Entwicklung und wurde gemeinsam mit dem Hersteller im Verlauf der Versuchsserie verbessert und robuster gemacht. Es wurde im Verlauf der Versuche dazu übergegangen, die Thermosäulen nachträglich durch Bohrungen in die Probekörper einzubetten, um eine Zerstörung in der Abbindephase des Betons zu verhindern. Diese Bohrungen wurden in allen Fällen von der Unterseite der Platten her ausgeführt, um eine Störung der Wellenfortpflanzung innerhalb der Platten zu verhindern.

Eine gemessene Temperaturkurve ist in der Abbildung 5-29 gemeinsam mit dem entsprechenden Druckverlauf dargestellt. Wegen des hohen Rauschanteils im Signal wurde die Kurve auch geglättet eingezeichnet. Man erkennt gut die Koinkidenz der beiden Signale und erhält bei einem Druck von 25 MPa eine Temperaturänderung von 17° K. Beim Versuch an der Platte 4 wurden zwei weitere Temperaturverläufe registriert, welche im Anhang G aufgetragen sind.

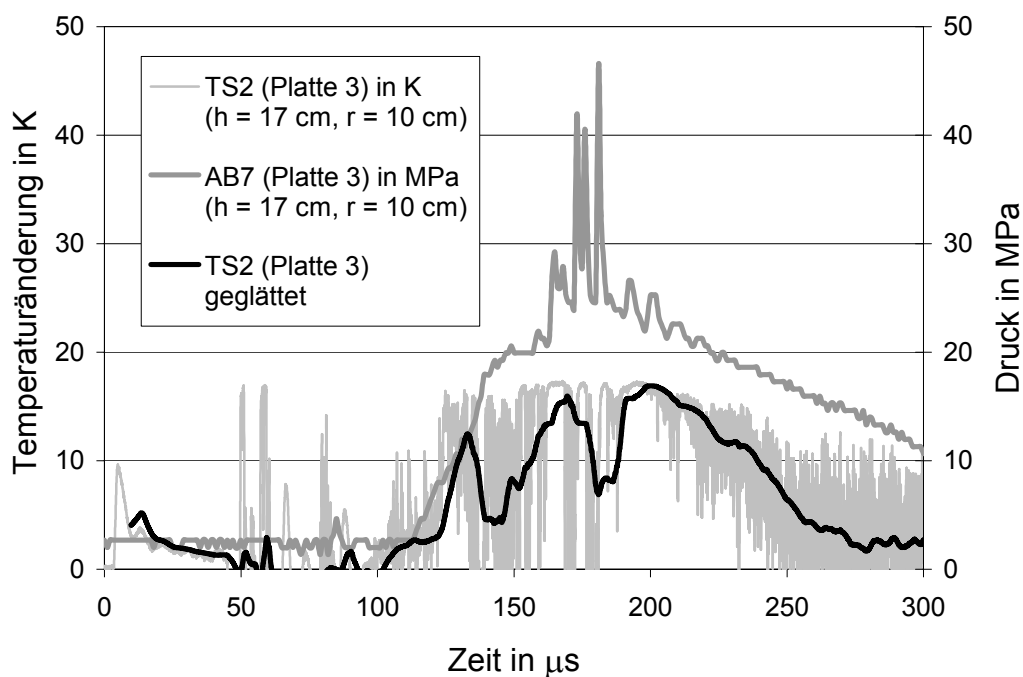


Abbildung 5-29 Temperaturverlauf an der Messstelle TS1 der Platte 3, dargestellt mit der an äquivalenter Stelle registrierten Spannung

Bei den weiteren Platten konnten keine auswertbaren Temperaturkurven bestimmt werden, da die einstrahlenden Störsignale der getriggerten Pulsed-Power-Supplies die ohnehin sehr schwachen Signale aus dem Messbereich des Transientenrecorders driften ließen.

Die erhaltenen Temperaturwerte wurden auf das Verhältnis V/V_0 an den dazugehörigen Messstellen bezogen und zum Vergleich mit dem von Ockert [62] erwarteten Temperaturverlauf herangezogen.

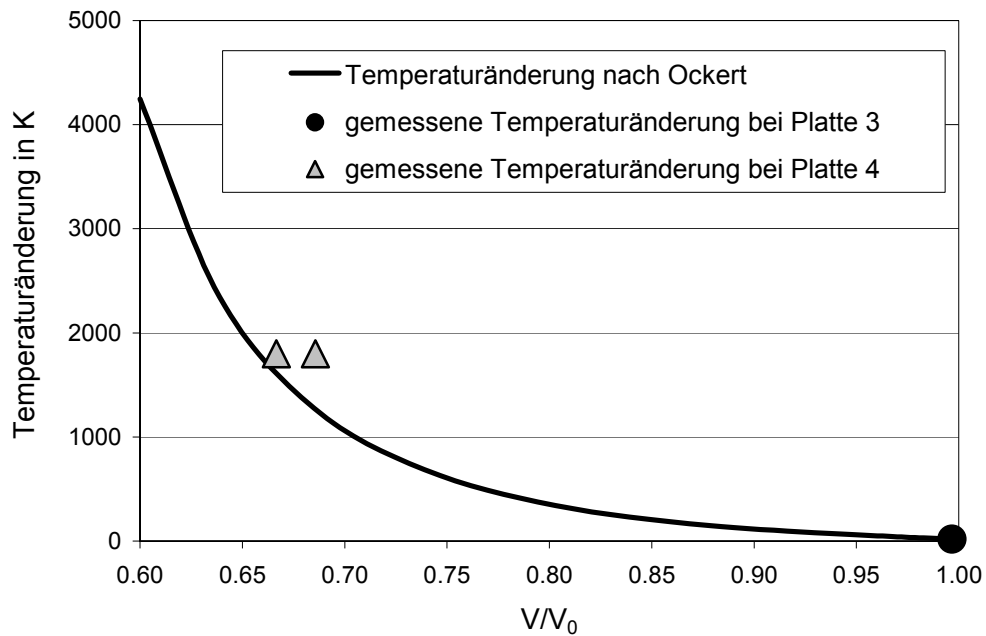


Abbildung 5-30 gemessene Temperaturerhöhungen im Vergleich mit den mit Hilfe des Mie-Grüneisen-Ansatzes von Ockert berechneten [62]

In der obigen Abbildung 5-30 sind die gemessenen Punkte mit der von Ockert bestimmten Kurve aufgetragen. Man erkennt die Entsprechungen, allerdings sollten diese Werte im Rahmen einer größeren Versuchsserie mit weiterentwickelten Temperatursensoren noch bestätigt werden.

5.4 Finite-Elemente-Simulationen der Hugoniotversuche

Aufbauend auf den oben dargestellten Versuchen wurden ebenfalls am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie von Plotzitz [65] numerische Simulationen durchgeführt. Um zu zeigen, wie die experimentellen Ergebnisse Eingang in diese Simulationen finden, fasst dieses Kapitel die Ergebnisse dieser Arbeit zusammen.

Für die numerische Umsetzung von Vorgängen im Bereich der bereits diskutierten hochdynamischen Belastungen ist der Einsatz von geeigneten Programmcodes unabdingbar. Die Methode der Finiten Elemente (FEM) ist dabei ein bewährtes und auch in einer Vielzahl von Programmen implementierte Hilfsmittel, um eine beliebige Struktur anzunähern und wurde von Plotzitz in der Form des Hydrocodes LS-DYNA angewandt. Er benutzt eine stoffgesetzliche Formulierung für Beton, wie sie von Schmidt-Hurtienne [80] eingeführt wurde. Plotzitz simuliert sowohl die hier beschriebenen Hugoniotversuche an Platten als auch die Abbruchversuche an Balken und Stütze, die in den folgenden Abschnitten 6.4 und 6.7 beschrieben werden. Als Vergleichswerte zieht er die Druckverläufe an den Messaufnehmern heran und erreicht auch gute Übereinstimmungen bei der Simulation der Schädigung der Versuchskörper.

Auf eine Erörterung der Finiten-Elemente-Methode wird an dieser Stelle verzichtet und dafür u. a. auf [96] verwiesen. Die Vorgehensweise bei der Diskretisierung in der Zeit kann beispielsweise in [18] nachgeschlagen werden. Des weiteren wurden die Veröffentlichungen von Anderson [2] und McGlaun et. al. [57] verwendet, da diese auf die Besonderheiten bei Wellenausbreitungsproblemen und den Einsatz von Hydrocodes eingehen. Für die Erfassung der Materialverhalten des Sprengstoffes, des umgebenden Mediums Luft und des Betons wird in der Version 950 von LS-DYNA neben adäquaten Stoffgesetzen auch die Möglichkeit angeboten, selbst entwickelte konstitutive Beziehungen zu implementieren. Von dieser Möglichkeit wird für den Werkstoff Beton Gebrauch gemacht und Rechnungen zu allen dargestellten Versuche durchgeführt.

In der Modellierung der drei Materialien ergänzen sich die Eulersche und Lagrangesche Betrachtungsweise. So werden die ableitbaren körperbezogenen Größen, z. B. die Spannungen, für jedes Element des Betonkontinuums mit Hilfe der Lagrangeschen Beschreibung ermittelt. Für die Bestimmung der Zustandsgrößen des Sprengstoffs und der Luft, z. B. der Drücke, wird die Eulersche Methode benutzt [11]. Um gleichzeitig mit der Betrachtungsweise nach Lagrange den gesamten Zeitablauf der Bewegung und zusätzlich mit der Betrachtungsweise nach Euler den Zustand des gesamten Kontinuums zu einem einzelnen Zeitpunkt zu erhalten, wird innerhalb der Simulationen eine ALE-Betrachtungsweise (engl. Arbitrary Lagrangian Eulerian) verwendet. Hierbei können Teile des Modells entweder in der einen oder anderen Betrachtungsweise oder aber auch als ein Zwischenmodell definiert werden. Dadurch wird bei übermäßiger Verzerrung des betroffenen Anteils des Lagrange-Netzes mittels einer Neupositionierung der entsprechenden Elementknoten eine Verringerung der Verzerrungen bis unterhalb eines Grenzwertes erreicht. Dies geschieht jedoch dann in der Eulerschen Betrachtungsweise durch die konvektiven Anteile [57]. Nachdem die Elementknoten die neuen Positionen eingenommen haben und somit das Netz eine für den aktuellen Zustand angepasste Elementform aufweist, werden die elementbezogenen physikalischen Eigenschaften auf die neue Netzkonfiguration transformiert [2].

In Abbildung 5-31 ist die Prinzipskizze der im Grundriss quadratischen Platte 3 mit den Abmessungen 1 m x 1 m x 0,5 m dargestellt; die Geometrie der Platte 3 mit Auflagerbedingung und die Form des Plane-Wave-Generators sind zu einem Viertel wiedergegeben. Die dafür notwendigen Randbedingungen in den Symmetrieebenen sind beispielhaft entlang der vertikalen z-Achse in der x-z-Ebene angedeutet. Letztlich betragen die Abmessungen der gesprengten Platte 3 für die numerische Umsetzung: 0,5 m x 0,5 m x 0,5 m.

Die Prinzipskizzen der beiden anderen numerisch untersuchten Betonplatten (Platte 4 und Platte 5) entsprechen der vorgestellten Prinzipskizze der Platte 3. Die kegelförmige Kontaktladung mit dem punktuellen Zünder sowie die Positionen der Messaufnehmer sind in Abbildung 5-31 hervorgehoben.

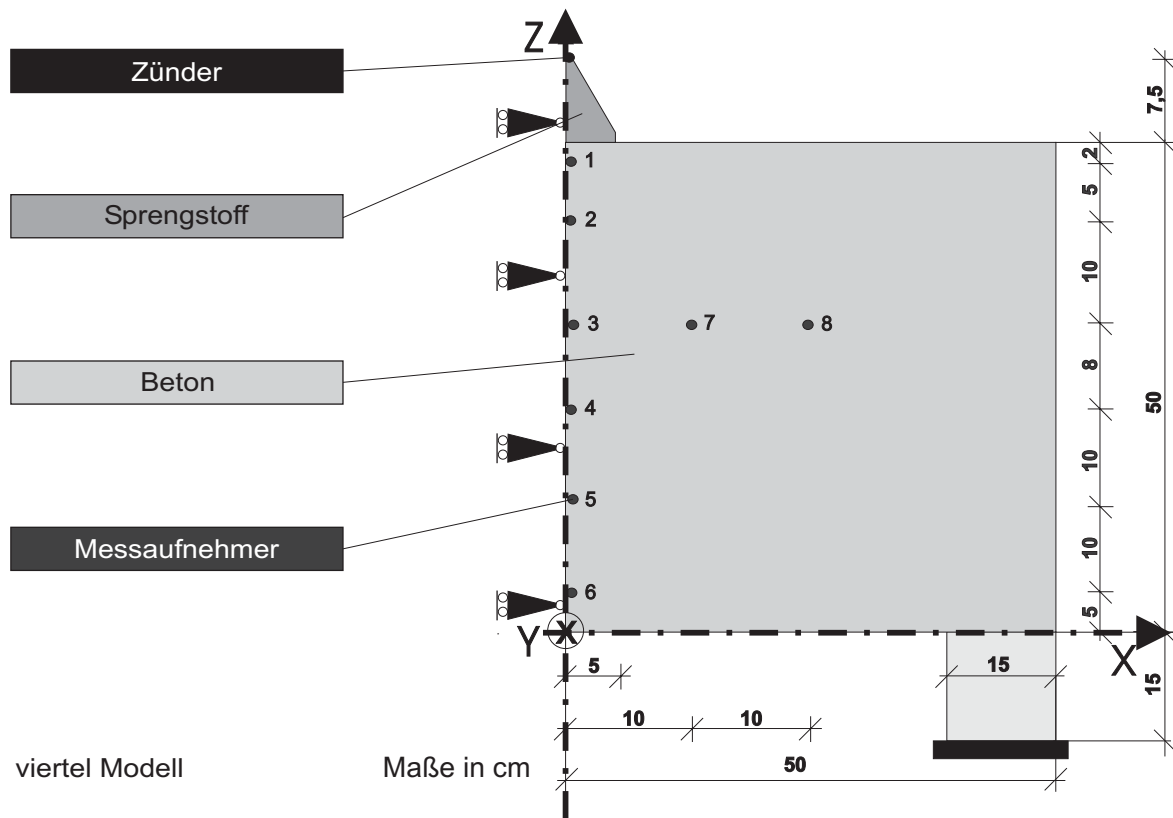


Abbildung 5-31 Prinzipskizze zur Berechnung der Platte 3 entlang der Symmetrielinie

Bei der Modellierung der Platte mit drei unterschiedlichen Plane-Wave-Generatoren und der umgebenden Luft werden die vorhandenen Auflagerbedingungen sowie die Symmetriebedingungen des Versuchs geeignet erfasst. Das zur Prinzipskizze zugehörige FE-Netz orientiert sich an Abbildung 5-31. Die Anzahl der Knoten und Elemente, die bei der Umsetzung der Prinzipskizze für die Simulationen notwendig sind, wurden in Tabelle 5-2 zusammengefasst. Die Elementanzahl ist bei Platte 4 am größten. Der Grund dafür ist die Größe des verwendeten Plane-Wave-Generators. Die benötigte Rechenzeit hängt stark von der Elementanzahl, der fortschreitenden Verformung der einzelnen Elemente und dem verwendeten Kontaktalgorithmus ab. Für die im Folgenden dargestellten Simulationen werden zwischen 40 und 150 h CPU-Zeit auf einer Hewlett-Packard B-2000 Workstation benötigt.

		Platte 3	Platte 4	Platte 5
Elementanzahl	Beton	186 624	186 624	186 624
	Sprengstoff	7280	17 199	7371
	Luft	45 500	32 616	32 616
Knotenanzahl		256 872	254 145	242 948

Tabelle 5-2 Übersicht über die Anzahl der Elemente und der Knoten bei den numerischen Simulationen

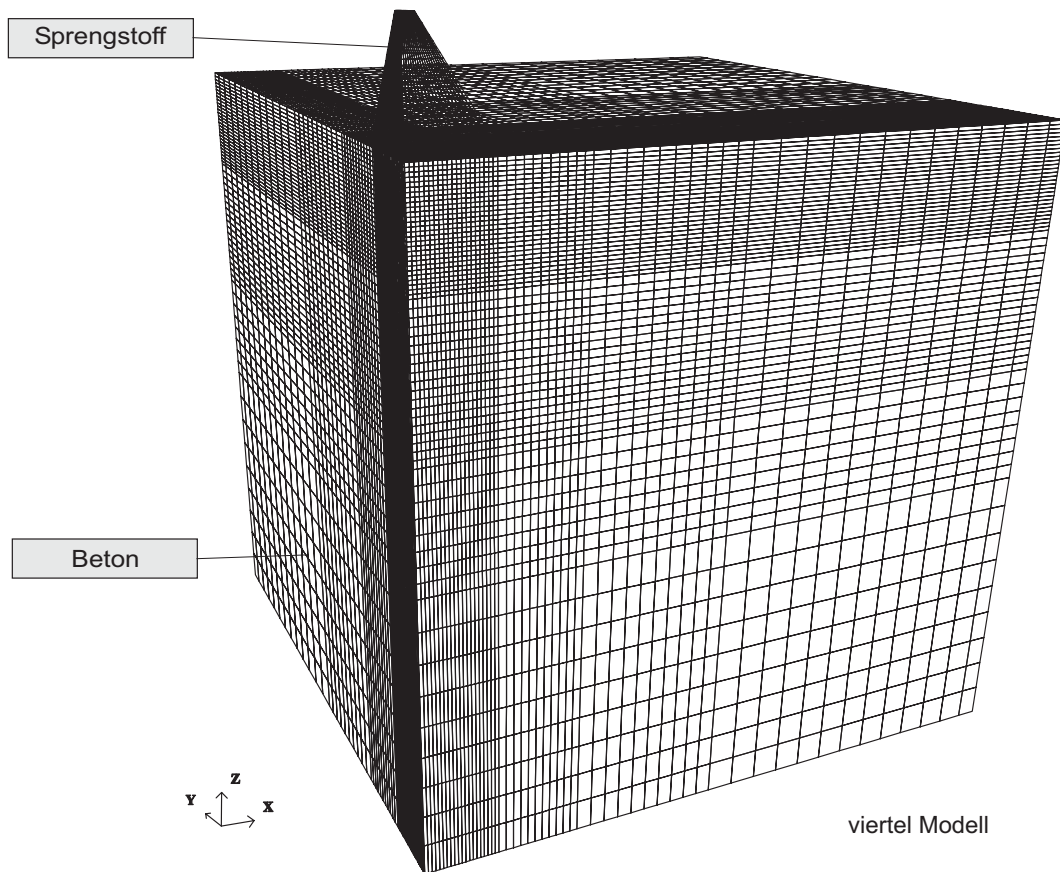


Abbildung 5-32 Unverformtes FE-Netz zur Berechnung der Platte 3; das Euler-Hintergrundnetz ist aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht mit dargestellt.

Die Abbildung 5-32 zeigt stellvertretend das viertel Modell des FE-Netzes der Platte 3. (Um die Übersichtlichkeit zu wahren, wird auf die Darstellung des Luftnetzes und der Auflagerbedingungen verzichtet). Wie anhand der Abbildung zu erkennen ist, sind Bereiche der vorgestellten Platte 3 gröber diskretisiert und der Sprengstoff sowie bestimmte Bereiche feiner diskretisiert. Bei Wellenausbreitungsproblemen ist es wichtig, sehr kleine Elementabmessungen im Beton unterhalb der Kontaktladung zu verwenden, um das Materialverhalten bei einer Schockwellenbeanspruchung zu erfassen. Dabei betragen die Kantenabmessungen der Betonelemente unterhalb des Plane-Wave-Generators weniger als 3 mm. Eine obere Grenze für eine sehr feine Diskretisierung wird durch die vorhandene Rechenkapazität gestellt. Aufgrund der Versuchsbedingungen (siehe Abschnitt 5.2) sind Symmetrien gegeben, die es erlauben, lediglich ein Viertel der Platte zu modellieren, ohne dadurch Informationen zu verlieren.

Die Plane-Wave-Generatoren werden jeweils zu einem Viertel durch ein Euler-Netz modelliert und die Charakteristika der Sprengstoffe durch Zustandsgleichungen abgebildet. Im vorliegenden Fall wird die Zustandsgleichung für Sprengstoffe nach Jones, Wilkins und Lee (JWL-EOS) verwendet. Diese ist an Versuchsergebnisse einfach anzupassen und wird durch eine Summe $p_s = \sum \phi_i(V)$ bei konstanter Energie ermittelt, d. h., dass die sog. Isentrope die Basis für die Zustandsgleichung ist [19]. Die Isentrope ist dabei eine erste Näherung der Zustandsgleichung im Bereich von niedrigen Drücken. Die JWL-Zustandsgleichung wird in der folgenden Form verwendet:

$$p = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega e_0}{V} \quad \text{Gleichung 5-1}$$

Die Freiwerte A, B, R₁, R₂ und ω sind Tabellenwerken (z. B. [26]) zu entnehmen. Zudem sind darin die für den gewählten Sprengstoff notwendigen Angaben bzgl. der Anfangsdichte ρ_0 , der Detonationsgeschwindigkeit v_{Det} , dem Chapman-Jouguet-Druck p_{CJ} und der im Sprengstoff enthaltenen chemischen Anfangsenergie e_0 aufgeführt.

Die Materialdaten der verwendeten Sprengstoffe TNT, Composition B und phlegmatisiertes TNT, sind in der Tabelle 5-3 zusammengestellt. Für die beiden Erstgenannten sind die Materialdaten aus [26] entnommen. Außer der in einem Vorversuch zur Platte 5 ermittelten gemessenen Detonationsgeschwindigkeit von 3875 m/s und einer berechneten Anfangsdichte für den phlegmatisierten Sprengstoff werden die weiteren Kennwerte mit Hilfe von Tastrechnungen mit LS-DYNA gemäß Tabelle 5-3 gewählt. Hierbei wird die Anfangsdichte des phlegmatisierten TNT mit Hilfe des Volumens von 775 cm³ des inneren Kegelstumpfes und der gemessenen Masse von 500,4 g TNT abgeschätzt.

Sprengstoffarten	ρ_0 [g/cm ³]	v_{Det} [m/s]	ρ_{CJ} [GPa]	A [GPa]	B [GPa]	R_1 [-]	R_2 [-]	ω [-]	e_0 [GPa·m ³ /m ³]
TNT	1,630	6930	21,0	373,8	3,747	4,15	0,90	0,35	6,00
CompB	1,717	7980	29,5	524,2	7,678	4,20	1,10	0,34	8,50
phleg. TNT	0,646	3875	8,4	200,0	1,500	10,15	2,50	0,33	2,30

Tabelle 5-3 verwendete Materialdaten von TNT und CompB [26] sowie von phlegmatisiertem TNT

In der folgenden Abbildung 5-33 sind die Druck-Dichte-Beziehungen für die drei verwendeten Sprengstoffarten wiedergebenden. In den rechnerischen Untersuchungen wird die den Versuchskörper umgebende Luft mit Hilfe eines linearen Ansatzes für die Druck-Dichte-Beziehung, der idealen Gas-Zustandsgleichung,

$$p = (\kappa - 1) \frac{\rho}{\rho_0} e_0 \quad \text{Gleichung 5-2}$$

simuliert [31]. Dabei umhüllt das zugehörige Euler-Netz das Modell der Betonplatte bis zu einem Drittel der Plattenhöhe und schließt an den Sprengstoffkegel bzw. dessen Euler-Netz an.

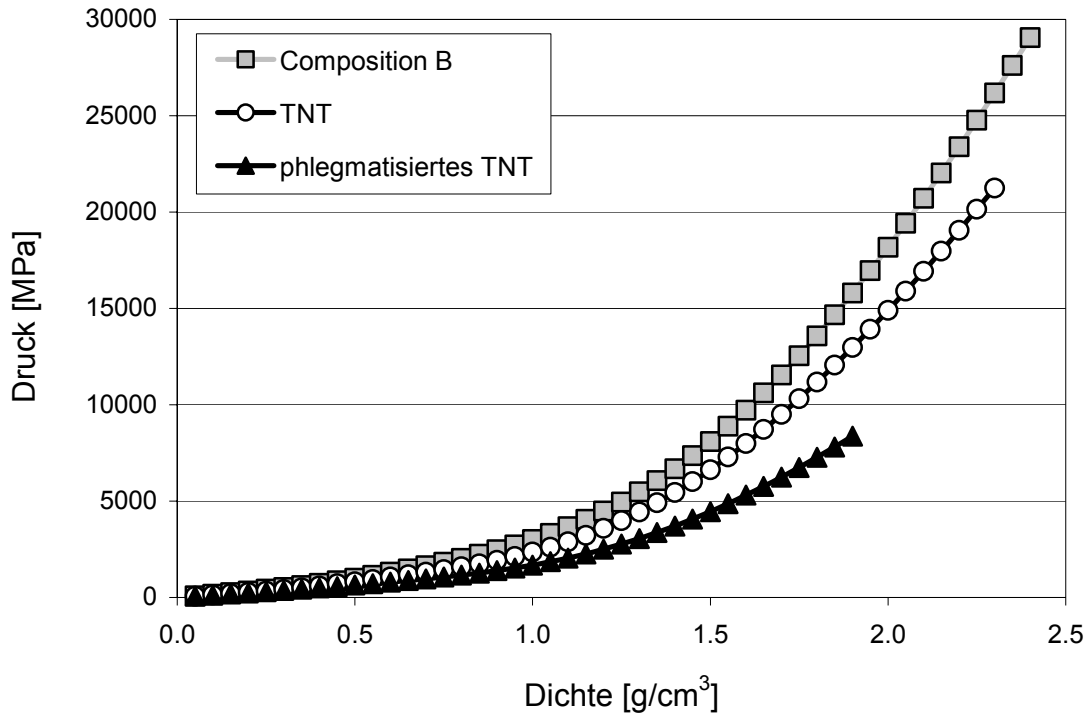


Abbildung 5-33 Druck-Dichte-Beziehung der drei verwendeten Sprengstoffarten

Die verwendeten Materialdaten der Luft sind in der folgenden Tabelle 5-4 wiedergegeben.

Luft	ρ_0 [mg/cm ³]	κ [-]	e_0 [GPa]
	1.2929	1.4	250

Tabelle 5-4 verwendete Materialdaten des umgebenden Mediums – Luft

Die Betonplatte wird zu einem Viertel als Lagrange-Netz diskretisiert. Die dadurch gewonnene Einsparung in der zur Verfügung stehende Rechenkapazität wird durch die sehr kleine Elementlänge (weniger als 3 mm direkt unter der Ladung) kompensiert. Das Materialverhalten von Beton wird durch einen zeitunabhängigen und einen dynamischen Teil beschrieben.

Der Effekt der Porenkompression auf die Betonsteifigkeit bei hohen Drücken wird durch einen hyperelastischen von der volumetrischen elastischen Dehnung abhängigen Steifigkeitsfaktor $\gamma(\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e)$ in der gewählten Stoffgesetzformulierung berücksichtigt.

Die Kontinuumsschädigungsmechanik, die Plastizität, die Beton-Hugoniot und der Dehnrateneffekt werden mit einer Sekantenformulierung und dem Anfangselastizitätsmodul E_0 für den Spannungstensor $\boldsymbol{\sigma}$ in folgender Formulierung erfasst:

$$\boldsymbol{\sigma} = \left[1 - \left(\hat{D}(\kappa_d) - \hat{D}_{\text{dyn}} \right) \right] \gamma(\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e) \mathbf{E}_0 : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p) \quad \text{Gleichung 5-3}$$

Die Bildung einer Hysterese wird vereinfachend außer Acht gelassen. Somit sind der Pfad der Wiederbelastung und der Pfad der Entlastung deckungsgleich.

- Kontinuumsschädigungsmechanik

Mit dem Vier-Parameter-Modell von Hsieh, Ting und Chen [45] steht eine geeignete Formulierung, in Form von

$$\begin{aligned} F_{d,c} &= c_1 J_2^e + \kappa_{d,c} \left[c_2 \sqrt{J_2^e} + c_3 \boldsymbol{\varepsilon}_{e,\max}^{(\alpha)} + c_4 I_1^e \right] - \kappa_{d,c}^2 = 0 \\ F_{d,t} &= c_1 J_2^e + \kappa_{d,t} \left[c_2 \sqrt{J_2^e} + c_3 \boldsymbol{\varepsilon}_{e,\max}^{(\alpha)} + c_4 I_1^e \right] - \kappa_{d,t}^2 = 0 \end{aligned} \quad \text{Gleichung 5-4}$$

für die isotrope Druckschädigung $\kappa_{d,c}$ und die isotrope Zugschädigung $\kappa_{d,t}$ zur Verfügung. Die Freiwerte c_i , $i = 1, \dots, 4$ sind durch Versuche zu bestimmen. Der Parameter J_2^e ist die zweite Invariante des Dehnungsdeviators $\text{dev } \boldsymbol{\varepsilon}_e$, I_1^e ist die erste Invariante des elastischen Dehnungstensor $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ und $\boldsymbol{\varepsilon}_{e,\max}^{(\alpha)}$ ist der größte (α -te) Eigenwert des elastischen Dehnungstensors.

Die Normale n_d auf die Druck- und Zugschädigungsfläche berechnet sich aus der zweiten Invariante des Dehnungstensors J_2 und dem (α -ten) Eigenvektor $d^{(\alpha)}$ des elastischen Dehnungstensors. Formell gilt:

$$\mathbf{n}_d = \left(\mathbf{c}_1 + \frac{\kappa_d \mathbf{c}_2}{2\sqrt{J_2}} \right) \text{dev } \boldsymbol{\varepsilon}_e + \kappa_d \left(\mathbf{c}_3 \mathbf{d}^{(\alpha)} \otimes \mathbf{d}^{(\alpha)} + \mathbf{c}_4 \mathbf{I} \right) \quad \text{Gleichung 5-5}$$

Die Schädigung D wird durch das (1-D)-Modell in Gleichung 5-3 berücksichtigt. Hierbei ist die Schädigung die interne Variable in Form eines Tensors null-ter Stufe. Die Schädigung ist eine Funktion der Variablen κ_d , wobei dieses Skalar die durch einaxiale Versuche ermittelte äquivalente Schädigungsdehnung ist.

Formell gilt für die Evolution der generalisierten Schädigung die Beziehung

$$\hat{D}(\kappa_d) = \begin{cases} 1 - e^{-\left(\frac{\kappa_d - e_0}{e_d}\right)^{g_d}}, & \kappa_d \geq 0 \\ 0, & \kappa_d < 0 \end{cases} \quad \text{Gleichung 5-6}$$

mit den Freiwerten e_0 , e_d und g_d aus einer stochastischen Verteilung; der Verteilungsfunktion einer Weibull-Verteilung. Mit der Funktion der generalisierten Schädigung aus Gleichung 5-6 und der Multiplikation mit dem Elastizitätsmodul sowie der entsprechenden Schädigung wird die äquivalente einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie bei einer Zug- und Druckprobe bestimmt. Die dadurch definierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung, mit der Spannung in MPa auf der Ordinate und der Dehnung auf der Abszisse aufgetragen, ist in Abbildung 5-34 dargestellt. Die verwendeten Daten für einen Beton B35 sind in Tabelle 5-5 zusammengefasst. Durch das Abbilden der generalisierten Schädigung ist die Evolution der Schädigung zum gleichen Zeitschritt gegeben. Die Zunahme der zugehörigen aktuellen Schädigung hängt davon ab, ob das Materialverhalten des Betons von einer Zug- oder Druckbeanspruchung gesteuert wird. Vereinfacht wird die Schädigung sowohl im Druck- als auch im Zugbereich als isotrop angenommen.

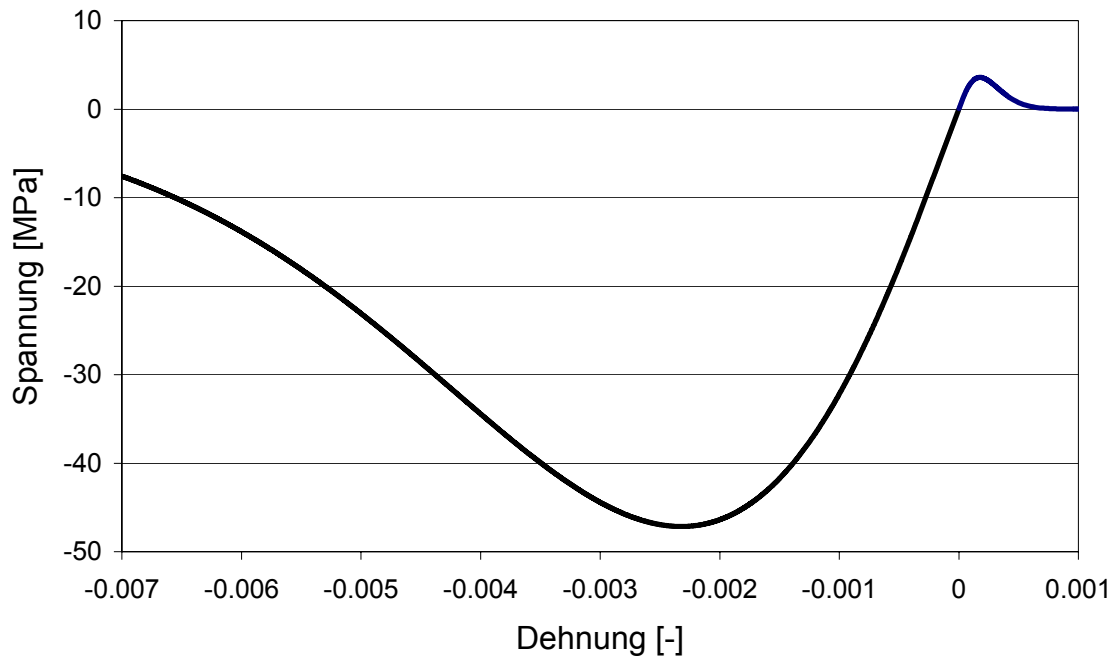


Abbildung 5-34 äquivalente einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie für einen Beton B35

Isotrope Druckschädigung D_c entsteht vor allem unter Druckbeanspruchung, wenn D_c auch die Steifigkeit bestimmt. Zu einem wesentlich geringeren Maß findet eine isotrope Verringerung der Elastizität aber auch unter Zugbeanspruchung statt, die sich erst bei einer Belastungsumkehr zeigt. Die isotrope Druckschädigung ermittelt sich für den Zeitschritt $t + \Delta t$ aus:

$$D_c^{t+\Delta t} = \max \left\{ \hat{D}(\kappa_{d,c}), D_c^t \right\} \quad \text{aus Druckbelastung}$$

$$D_c^{t+\Delta t} = \max \left\{ \hat{D}(\kappa_{d,t}/r_c), D_c^t \right\} \quad \text{aus Zugbelastung}$$

Gleichung 5-7

Die Unterscheidung zwischen „Druckbelastung und Zugbelastung“ ist aufgrund der Berücksichtigung der verschiedenen Rissmodi notwendig. Der Reduktionsfaktor r_c mindert die äquivalente schädigungserzeugende Dehnung $\kappa_{d,t}$ ab, so dass sich die Abnahme der Druckfestigkeit erst bei sehr großen Zugdehnungen einstellt ($r_c \approx 100$).

Bei isotroper Zugschädigung gilt für den Zeitschritt $t + \Delta t$:

$$D_t^{t+\Delta t} = \max \left\{ \hat{D}(\kappa_{d,t}), D_t^t \right\} \quad \text{aus Zugbelastung}$$

$$D_t^{t+\Delta t} = \max \left\{ \hat{D}(\kappa_{d,c}/r_t), D_t^t \right\} \quad \text{aus Druckbelastung} \quad \text{Gleichung 5-8}$$

Der Reduktionsfaktor r_t für die Entwicklung von Zugschädigung unter Druckbeanspruchung berücksichtigt die geringere Richtungstreue der Risse im Druckzustand im Vergleich zu den Mode I - Rissen unter einaxialen Zugspannungen ($r_t \approx 1 \div 2$).

- Plastisches Materialverhalten

Die plastische Belastungsfläche wird im analogen Formalismus zur Schädigungsfläche folgendermaßen ausgedrückt:

$$F_p = \frac{1}{2} (\boldsymbol{\varepsilon}_e^+ : \boldsymbol{\varepsilon}_e^+ + c_c \boldsymbol{\varepsilon}_e^- : \boldsymbol{\varepsilon}_e^-) - \frac{1}{2} \kappa_p^2 = 0 \quad \text{Gleichung 5-9}$$

Dabei wird berücksichtigt, dass sich Mikrorisse vor allem senkrecht zur Richtung der positiven elastischen Zugdehnungen ausbreiten. Die Möglichkeit, diese Situation gut abzubilden besteht darin, die positive Definitheit, d. h. nur positive Eigenwerte des elastischen Dehnungstensors zu fordern, um somit in beliebiger Richtung nur ein Öffnen der Mode I - Risse zu erlauben [63]. Dies wird durch die positive Projektion (hochgesetzte „+“ Indices) des elastischen Dehnungstensors auf die Hauptdehnungsachsen erreicht. Damit die Bedingung nicht zu restriktiv ist, wird analog zur Vorgehensweise der positiven Projektion der sog. „cross-Effekt“ mit den Koeffizienten c_c eingeführt, der ein Öffnen der Mode II – und III - Risse bei Druckbelastungen erlaubt. Der Koeffizient c_c steuert dabei die Form der Meridiane und die Form der zweiaxialen Schnittfläche der Belastungsfläche F_p .

Für die Projektionen gilt:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_e^+ = \mathbf{P}^+ : \boldsymbol{\varepsilon}_e, \boldsymbol{\varepsilon}_e^- = \mathbf{P}^- : \boldsymbol{\varepsilon}_e, \mathbf{P}^- = \mathbf{I} - \mathbf{P}^+ \quad \text{Gleichung 5-10}$$

$$\mathbf{P}^+ = \sum_{\alpha} H_v(\boldsymbol{\varepsilon}_e^{(\alpha)}) \mathbf{d}^{(\alpha)} \otimes \mathbf{d}^{(\alpha)} \otimes \mathbf{d}^{(\alpha)} \otimes \mathbf{d}^{(\alpha)} \quad \text{Gleichung 5-11}$$

wobei mit den Tensoren \mathbf{P}^+ , \mathbf{P}^- die positive und negative Projektion des elastischen Dehnungstensors ausgedrückt wird. Dafür notwendig ist der (α -te) Eigenvektor $\mathbf{d}^{(\alpha)}$ des elastischen Dehnungstensors und die Heavyside-Sprungfunktion H_v .

Die Normale \mathbf{n}_p auf die Belastungsfläche F_p ergibt sich zu:

$$\mathbf{n}_p = \boldsymbol{\varepsilon}_e^+ + c_c \boldsymbol{\varepsilon}_e^- \quad \text{Gleichung 5-12}$$

Die Evolution der internen Variablen $p(\kappa_p)$, d. h. einem Skalar als Funktion der äquivalenten Dehnung, wird mit folgender empirischer Beziehung beschrieben.

$$p(\kappa_p) = \begin{cases} c_p (\kappa_p - e_d) \left(1 - e^{-\frac{\kappa_p - e_d}{e_{p1}}} \right) e^{-\frac{\kappa_p}{e_{p2}}} & , \quad \kappa_p \geq e_d \\ 0 & , \quad \kappa_p < e_d \end{cases} \quad \text{Gleichung 5-13}$$

Hierbei sind c_q , e_{p1} und e_{p2} zusätzliche Freiwerte. Die Beziehung zwischen der äquivalenten plastischen Dehnung κ_p und der inneren plastischen Variablen p legt fest, in welchem Verhältnis zum aktuellen Dehnungszustand die inelastischen Verzerrungen zunehmen. Eine plastische Dehnungsentwicklung entsteht erst, wenn die äquivalente plastische Dehnung größer ist als der Schädigungsparameter e_d . Da e_d annähernd der Schädigungsdehnung entspricht, bei der die Zugfestigkeit in der äquivalenten Spannungs-Dehnungs-Beziehung erreicht wird, wird damit implizit die physikalische Bedingung erfüllt, nach der erst das Öffnen von Zugrisen plastische Verformungen verursacht.

- Beton-Hugoniot

Der verbleibende Faktor in Gleichung 5-3 ist die Funktion γ . Diese Funktion beschreibt die Kompaktierung des Materials in Abhängigkeit von der volumetrischen elastischen Dehnung $\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e$. Mit den Freiwerten a_v , $e_{v,\text{th}}$, b_v und e_v wird die mit den in Abschnitt 5.2 beschriebenen Versuchen ermittelte Beton-Hugoniot erfasst. Für den Faktor γ ergibt sich:

$$\gamma = \begin{cases} \left[1 - a_v \left(1 - e^{-\frac{|\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e| - e_{v,\text{th}}}{e_v}} \right) \right] \left[1 + \left(\frac{|\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e| - e_{v,\text{th}}}{b_v e_v} \right)^2 \right] & , \text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e < -e_{v,\text{th}} \\ 1 & , \text{tr } \boldsymbol{\varepsilon}_e \geq -e_{v,\text{th}} \end{cases} \quad \text{Gleichung 5-14}$$

Die durch die Funktion γ definierte Volumenfunktion zur Berücksichtigung der Beton-Hugoniot ist in Abbildung 5-35 wiedergegeben.

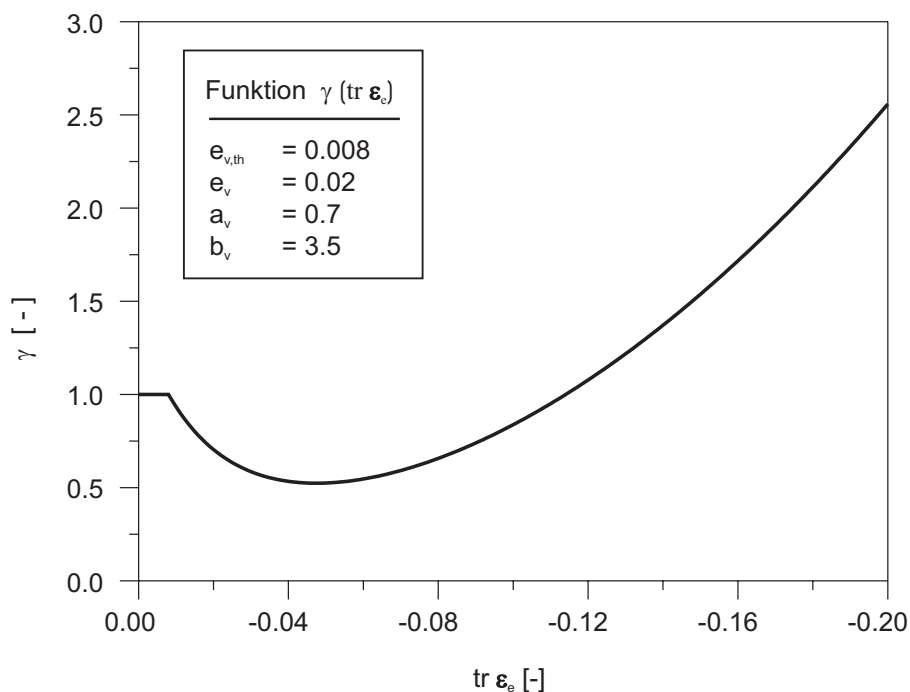


Abbildung 5-35 Volumenfunktion zur Berücksichtigung der Beton-Hugoniot nach Schmidt-Hurtienne [80]

Deutlich ist die Abnahme von γ auf den Wert nahe 0,5 während der Phase der Porenzerstörung zu erkennen, wonach die Kompaktierung mit einem starken Anstieg des Faktors einsetzt. Der Temperatureinfluss in der Beton-Hugoniot wird vernachlässigt.

- Einfluss der Dehnrates

Im Spannungstensor wird noch der Dehnrateseffekt berücksichtigt, d. h. die Schädigung hängt von der Zeit ab [2]. Der Faktor \hat{D}_{dyn} ist die dynamische Schädigung und berechnet sich aus dem Faltungsintegral

$$\hat{D}_{\text{dyn}}(t) = \int_{\tau=0}^t \frac{\partial \hat{D}(\kappa_d)}{\partial \tau} h(t-\tau) d\tau \quad \text{Gleichung 5-15}$$

Der Dehnrateseffekt wird durch die Geschichtsfunktion $h(t-\tau)$ erfasst, z. B. durch die Annahme einer einfachen Maxwell-Relaxation:

$$h(t-\tau) = e^{-\frac{t-\tau}{\vartheta}} \quad \text{Gleichung 5-16}$$

Die von Schmidt-Hurtienne [80] verwendete Darstellung der Geschichtsfunktion berücksichtigt, dass bei der Bestimmung des aktuellen Spannungstensors mit zunehmender Relaxationszeit ϑ der Verzögerungsmechanismus über eine längere Zeitdauer ins Gewicht fällt. Die Relaxationszeit gibt die Zeit an, in der die Spannungsrelaxation infolge der dynamischen Schädigung zum Risszeitpunkt t zum Abschluss kommt. Nachteilig ist aber, dass bei dieser verwendeten Geschichtsfunktion die Relaxationszeit einen konstanten Wert besitzt. Eigentlich müsste die Abhängigkeit von der aktuellen Dehnrates berücksichtigt werden.

Als Alternative bleibt die verallgemeinerte exponentielle Relaxation. Sie berücksichtigt die Spannungsrelaxation in Abhängigkeit von der Rate der äquivalenten Schädigungsdehnung.

Dabei wird mit

$$h(t - \tau) = e^{-\left(\frac{t - \tau}{\mathcal{G}(\dot{\kappa}_d(\tau))}\right)^{g_h}} \quad \text{Gleichung 5-17}$$

die Geschichtsfunktion definiert und durch die bezogene äquivalente Schädigungsdehnrate $\dot{\kappa}_d^* = \dot{\kappa}_d(\tau)/\dot{\kappa}_0$, $\dot{\kappa}_0 = 1\text{s}^{-1}$ die Relaxationszeit

$$\mathcal{G}(\dot{\kappa}_d^*) = \mathcal{G}_0 \cdot \dot{\kappa}_d^{*c_{t1}} \ln \dot{\kappa}_d^* - c_{t2} \quad \text{Gleichung 5-18}$$

ausgedrückt. Näheres ist bei Schmidt-Hurtienne [80] nachzuschlagen.

Die für die Simulationen verwendeten Materialdaten des modellierten Betons B35 sind in Tabelle 5-5 zusammengefasst. Die erzielten Ergebnisse aus den Simulationen werden den Messergebnissen aus den jeweiligen Versuchen im Folgenden gegenübergestellt.

Beton B35		Kontinuumsschädigungsmechanik				Plastizität		Hugoniot		Dehnrate	
E_0 [GPa]	36	c_1	0.01232	e_0	2.5E-05	c_c	0.08	a_v	0.7	Maxwell	
ν	0.22	c_2	0.02517	e_d	2.2E-04	c_p	0.9	b_v	3.5	\mathcal{G} [μs]	10 ... 30
ρ_0 [g/cm^3]	2.5	c_3	0.78206	g_d	1.5	e_{p1}	1.1E-03	e_v	0.02	verallgemeinert	
		c_4	0.34648	r_t	1.2	e_{p2}	0.4	$e_{v,th}$	0.008	\mathcal{G}_0 [μs]	80
				r_c	20	c_{t1}	0.032				
										c_{t2}	0.55
										g_h	4.0

Tabelle 5-5 verwendete Materialdaten für Beton B35

Anhand des Vergleichs der Simulationen mit den Messergebnissen der in Abschnitt 5.3 dargestellten Versuche, wurde das von Schmidt-Hurtienne [80] formulierte und von Plotzitz [65] in LS-DYNA implementierte Betonstoffgesetz verifiziert. Dazu bieten sich folgende qualitative und quantitative Vergleichsgrößen an:

- der zeitliche Verlauf der gemessenen und berechneten Druckmaxima,
- die Eindringcharakteristik der registrierten Drücke bzgl. der Einbautiefe der Sensoren in den jeweiligen Platten,
- der Schädigungsbereich innerhalb des Betons, gekennzeichnet durch vertikale Schnitte der jeweiligen Platten.

Von den aufgezählten Möglichkeiten werden die letzten beiden Punkte ausgewählt. Der Vergleich der durch drei unterschiedliche Kontaktladungen beanspruchten Betonplatten wird somit anhand der Schädigungsbereiche in den vertikalen Schnitten und der Darstellung der maximalen Druckpeaks über der Einbautiefe für jede Platte einzeln durchgeführt. Auf eine Darstellung der Platten 1 und 2 wird hier verzichtet, da diese vor allem zur Kalibrierung der numerischen Ansätze dienen.

- Platte 3

Der Schädigungsbereich wird durch das Ausmessen des entstehenden Kraters an der Oberseite des Versuchskörpers quantifiziert. Im Versuch haben sich an der Unterseite der Platte 3 keine Deformationen gezeigt. Jedoch wurden Risse infolge der an der Plattenunterseite reflektierten Druckwelle deutlich. Diese Risse werden in der Simulation als geschädigte Bereiche qualitativ ermittelt. Die Vergleichswerte bzgl. der Kraterabmessungen aus der numerischen Simulation werden nach einer Zeit von $185 \mu\text{s}$ nach der Zündung bestimmt. Als quantitative Kraterabmessungen auf der Oberseite der Platte 3 dienen sowohl die sich ausbildende Elementdeformation an der Plattenoberseite als auch der Bereich mit der größten berechneten Schädigung.

Die Kraterabmessungen auf der Plattenoberseite werden in Tabelle 5-6 angegeben. Hierbei zeigt sich, dass der durch die Schädigung quantitativ bestimmte Kraterdurchmesser dem gemessenen Kraterdurchmesser gut entspricht. Der Unterschied zwischen der durch die Elementdeformation bestimmten Kratertiefe und der gemessenen Kratertiefe ist gering.

Platte 3		Spalling an der Plattenoberseite	
		Kraterdurchmesser [cm]	Kratertiefe [cm]
Versuch		56	11
Rechnung	Elementdeformation	20	9
	Schädigung	57	28

Tabelle 5-6 Schädigungsbereich anhand von vertikalen Schnitten durch die Platte 3

Die zu den berechneten Schädigungsbereichen zugehörigen Darstellungen der Platte 3 werden in Abbildung 5-36 gezeigt. In Abbildung 5-36 a) ist die Druckschädigung ($D_c - D_{dyn}$) und in Abbildung 5-36 b) die Zugschädigung ($D_t - D_{dyn}$) in der vertikal aufgeschnittenen Platte 3 wiedergegeben. Die Schädigung wird in beiden Bildern durch ein Intervall beschrieben, welches mit dem Grenzwert von Eins die maximale Schädigung aufweist und mit dem Grenzwert von Null den ungeschädigten Bereich eingrenzt. Als Vergleich zur Abbildung 5-36 kann die Abbildung 5-16 herangezogen werden, welche die in vertikaler Richtung gesägte Platte 3 nach dem Experiment zeigt. Die Kraterabmessungen mit den Rissen sind deutlich auszumachen und ergeben sich zu 56 cm im Durchmesser.

Der Unterschied zwischen der Druck- und Zugschädigung durch den zugeschädigten Bereich an der Plattenunterseite ist gut zu erkennen. Ferner ist bei der Druckschädigung der Rand des Kraters noch nicht so stark betroffen, wie der darunter angrenzende Bereich. Dies ist auf den im verwendeten Betonstoffgesetz implementierten Dehnrateneffekt zurückzuführen. Direkt unterhalb der Kontaktladung beeinflusst der Dehnrateneffekt die Druckschädigung am stärksten.

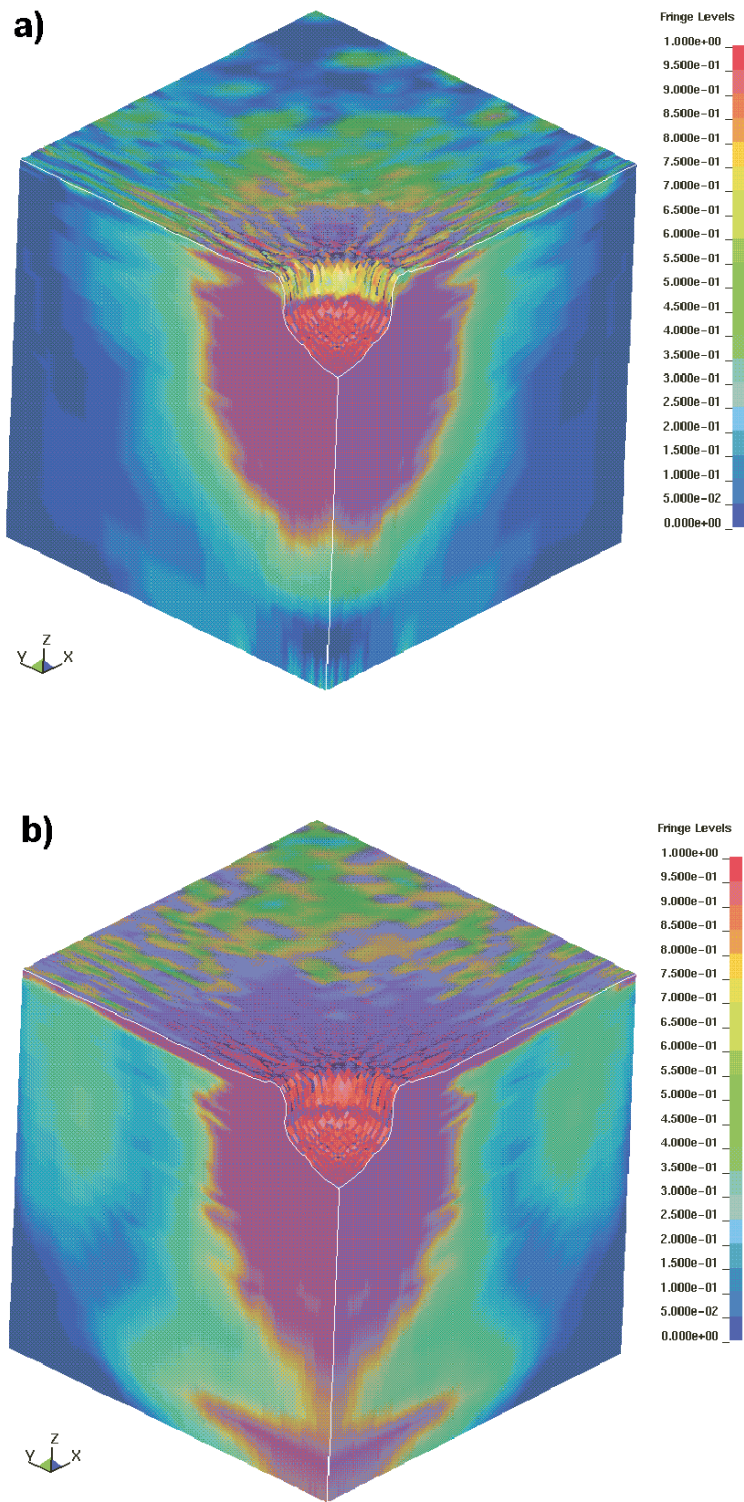


Abbildung 5-36 a) druck- und b) zuggeschädigte Platte 3 zum Zeitpunkt von 185 μ s nach Zündung

Die großen, erheblich geschädigten Bereiche sind im Versuch durch Risse gekennzeichnet (siehe Abbildung 5-15). Gleiches sollte auch für die geschädigten Bereiche der numerischen Simulation angenommen werden. Hierbei stellt sich die Frage, ob bei einer Schädigung von 95 % tatsächlich nur Risse oder doch schon Fragmente entstanden sind, welche beim Versuch aus dem Krater geschleudert werden und deren Einfluss in der Rechnung nicht mehr in den Bilanzgleichungen berücksichtigt werden kann.

Die zweite Vergleichsgröße ist der maximal gemessene und berechnete Druckpeak mit der zugehörigen Zeit bezogen auf die Lage der Aufnehmer resp. der zugehörigen Rechenelemente in der Platte 3. In Abbildung 5-37 sind auf der Abszisse der Abstand der jeweiligen Sensoren und Rechenelemente von der belasteten Oberfläche in cm und auf der Ordinate die gemessenen und berechneten maximalen Druckpeaks in MPa aufgetragen. Man erkennt eine sehr gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Maxima.

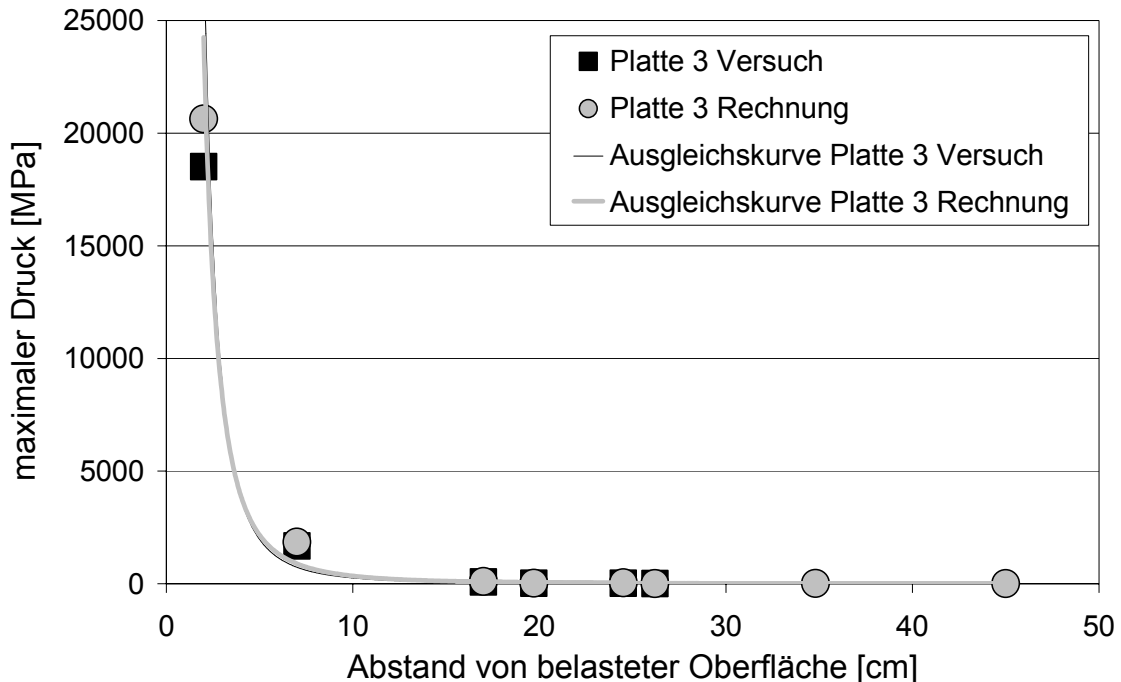


Abbildung 5-37 Platte 3: Vergleich der Druckmaxima aus Versuch und Rechnung aufgetragen über der Einbautiefe

Für die zwei seitlich versetzten Aufnehmer AB7 und AB8 (siehe Abbildung 5-31) und die zugehörigen Rechenelemente werden die Peaks über deren Abstand zur Mitte der Kontaktladung aufgetragen. Die Abstände betragen 19,7 cm und 26,2 cm.

In Tabelle 5-7 sind zusätzlich zu den gemessenen und berechneten Druckmaxima die Ankunftszeiten der Druckwelle dargestellt. Die Zeiten, zu denen die Druckpeaks auftreten, sind in der Rechnung und im Versuch identisch. Die Drücke in der gesamten Platte 3 werden durch die Rechnung gut ermittelt. So stimmt beispielsweise für den Aufnehmer AB1 der berechnete Druckpeak von 19 179 MPa zu 97 % mit dem gemessenen Druckpeak von 18 500 MPa überein. Jedoch ist beim Aufnehmer AB4 im Vergleich zum Druckpeak des Aufnehmers AB1 oder der übrigen ein größerer Unterschied zwischen dem berechneten von 43,0 MPa und dem gemessenen Druckmaximum von 21,8 MPa festzustellen.

Die numerisch ermittelten Schädigungsbereiche stimmen mit dem gemessenen Kraterdurchmesser und der Kratertiefe gut überein. Die Abweichung der gemessenen und berechneten Druckpeaks ist gering. Ferner entsprechen sich die zu den einzelnen Sensoren und Rechenelementen zugehörigen Zeiten.

Messaufnehmer Platte 3		AB1	AB2	AB3	AB7	AB8	AB4	AB5	AB6
Einbautiefe [cm]		2	7	17	17+10	17+20	24,5	34,8	45
Versuch	Druckpeak [MPa]	18 500	1670	75	26	9	22	a)	a)
	Zeit nach Zündung [μ s]	15	32	55	60	75	76	b)	b)
Rechnung	Druckpeak [MPa]	19 179	1848	99,0	22,2	7,1	43,0	18,5	10,2
	Rechenzeit nach Zündung [μ s]	15	31	55	58	76	76	100	125

a) kein adäquater Mittelwert aus der Druckmessung bestimmbar

b) keine zugehörige Zeit bestimmbar

Tabelle 5-7 Platte 3: Vergleich der Druckmaxima und der zugehörigen Zeiten zwischen Messung und Rechnung

- Platte 4

Nach der Detonation war die Platte 4 vollständig fragmentiert. Daher ist es nicht möglich, Angaben über die durch die Explosion verursachten Kraterabmessungen zu machen.

Für das vergleichende Bild zur fragmentierten Platte 4 werden daher wesentliche Bereiche in der modellierten Platte 4 mit zunehmender Beanspruchungsdauer entfernen. In der Version 950 des Hydrocodes LS-DYNA können die Bereiche mit einer Schädigung von $D = 1$ für die graphische Darstellung nach der Simulation durch den Anwender entfernt werden.

Da infolge der Detonationsbelastung die Betonoberfläche zunächst durch die Druckwelle stark beansprucht und anschließend zerstört wird, zeigt die Abbildung 5-38 die Druckschädigung ($D_c - D_{dyn}$) im Intervall von Eins bis Null zum Zeitpunkt von $180 \mu s$ nach der Zündung. Die vollständig druckgeschädigten Bereiche ($D = 1$) in Abbildung 5-38 a) und Abbildung 5-38 b) sind aus der Darstellung, der besseren Übersichtlichkeit halber, herausgelöscht.

In Abbildung 5-38 a) ist zu erkennen, dass die Platte 4 bis nach etwa $180 \mu s$ nur noch aus einem Rumpf besteht: Die Plattenoberseite ist praktisch vollständig zerstört und diese Schädigung erstreckt sich durch die Platte hindurch bis zur Unterseite. Die Abbildung 5-38 b) zeigt die Unteransicht der Platte 4. Das Fehlen der vollständig druckgeschädigten Bereiche ist ersichtlich.

Es ist zu erwarten, dass mit zunehmender Simulationsdauer der Schädigungsbereich mit dem Ergebnis des Experiments, der kompletten Fragmentierung, immer mehr übereinstimmen wird.

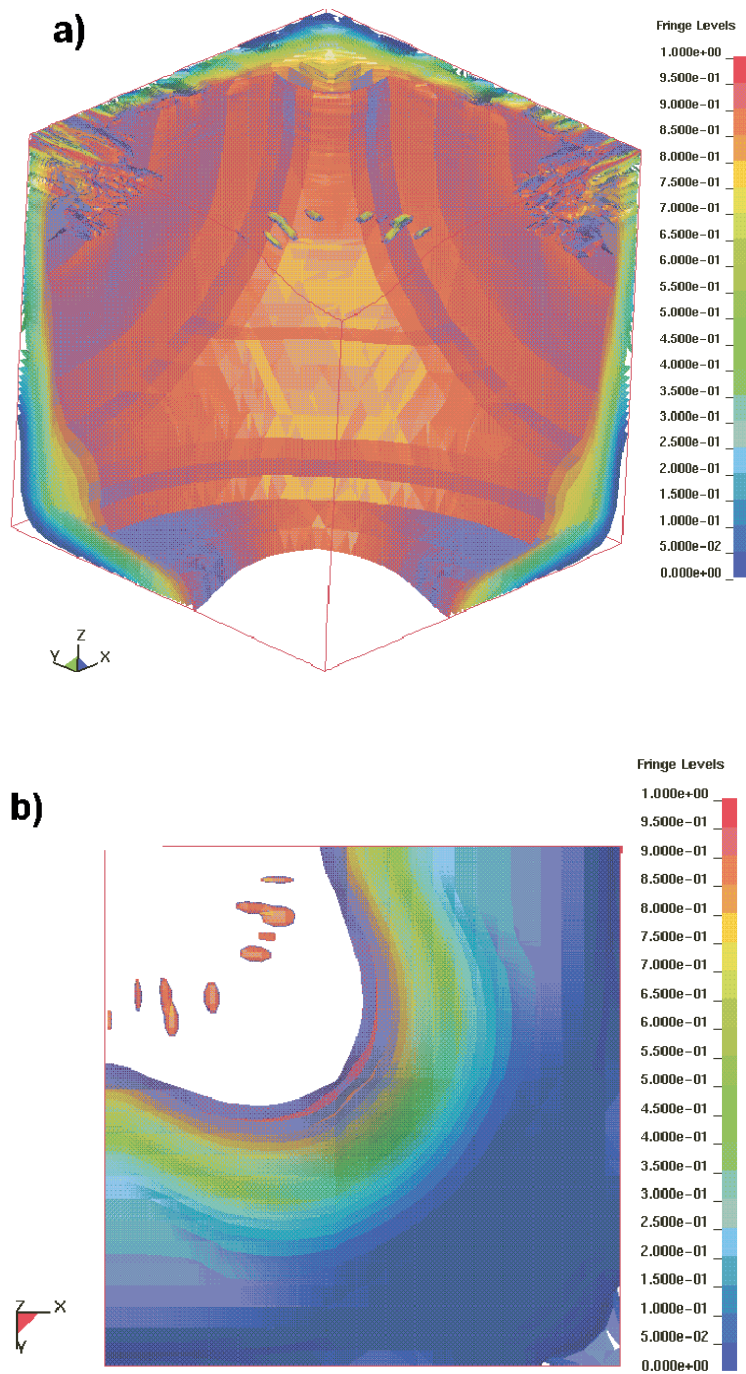


Abbildung 5-38 a) druckgeschädigte Platte 4 zum Zeitpunkt von 180 μ s nach Zündung
b) Unteransicht der druckgeschädigten Platte 4

In Abbildung 5-39 sind die Druckmaxima bezüglich der Einbautiefe der Sensoren in der Platte 4 aus Versuch und Rechnung gegenübergestellt. Auf der Abszisse sind die Abstände der jeweiligen Sensoren und Rechenelemente von der belasteten Oberfläche in cm und auf der Ordinate die gemessenen und berechneten maximalen Druckpeaks der Aufnehmer in MPa aufgetragen. Die fehlenden Messergebnisse in einer Tiefe von 5 cm und 12 cm sind kein Nachteil, da der prinzipielle Verlauf im Rahmen von Toleranzen sehr gut erfasst wird und die Ergebnisse von Versuch und Rechnung gut übereinstimmen.

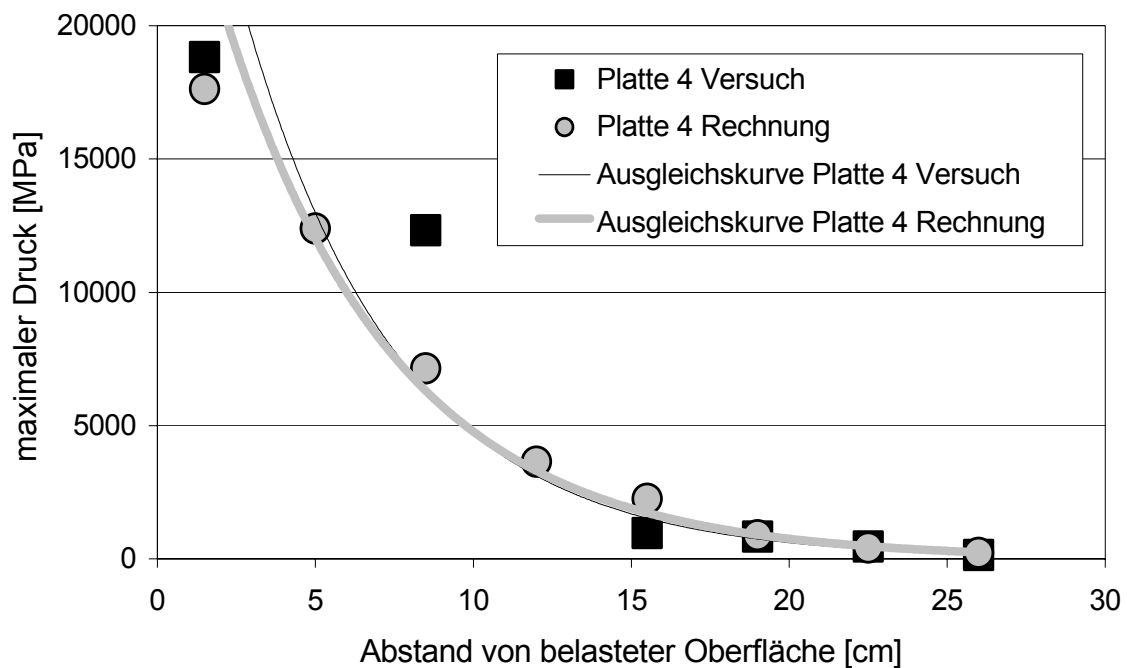


Abbildung 5-39 Platte 4: Vergleich der Druckmaxima aus Versuch und Rechnung aufgetragen über der Einbautiefe

Mit den Werten aus Tabelle 5-8 ist der quantitative Vergleich gegeben. Bei nahezu gleichen Einbautiefen weichen die zu den Druckpeaks zugehörigen Ankunftszeiten der Druckwelle an den Sensoren der Platte 4 im Vergleich zu denen der Platte 3 etwas stärker ab. Dies ist auf den wesentlich größeren Plane-Wave-Generator und der damit höheren Belastung der Betonplatte zurückzuführen.

Für den Aufnehmer AB1 ist die Diskrepanz zwischen dem gemessenen Druckmaximum von 18 800 MPa und dem Rechenergebnis von 17 622 MPa mit 7% vernachlässigbar. Im mittleren Bereich der Platte 4, beispielsweise am Aufnehmer AB6 mit einer Einbautiefe von 19 cm, ist die Differenz zwischen dem gemessenen maximalen Druckwert von 830 MPa und dem berechneten von 885,5 MPa ebenfalls klein. Es zeigt sich, dass die Simulation des Versuchs an Platte 4 die Versuchswerte im oberen Bereich leicht unterschätzt, während diese im mittleren Bereich eher überschätzt werden.

Messaufnehmer Platte 4		AB1	AB2	AB3	AB4	AB5	AB6	AB7	AB8
Einbautiefe [cm]		1,5	5	8,5	12	15,5	19	22,5	26
Versuch	Druckpeak [MPa]	18 800	a)	12 300	a)	970	830	460	145
	Zeit nach Zündung [μ s]	31	b)	49	b)	65	78	90	110
Rechnung	Druckpeak [MPa]	17 622	12 397	7140	3644	2248	885,5	428,8	218,7
	Rechenzeit nach Zündung [μ s]	31	37	43	52	63	76	93	115

a) kein adäquater Mittelwert aus der Druckmessung bestimmbar

b) keine zugehörige Zeit bestimmbar

Tabelle 5-8 Platte 4: Vergleich der Druckmaxima und der zugehörigen Zeiten zwischen Messung und Rechnung

Letztlich ist auch für die Platte 4 mit dem verwendeten Betonstoffgesetz eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreicht worden, so dass für die Anwendung mit ähnlichen Randbedingungen (z.B. größere Sprengstoffmengen) adäquate Vergleichsergebnisse durch die numerische Simulation erzielt werden können.

- Platte 5

Im Gegensatz zu Platte 3 und Platte 4 wurde die Platte 5 durch einen Plane-Wave-Generator mit einer phlegmatisierten TNT-Sprengstoffmischung beansprucht. Zu dieser Mischung sind keine adäquaten Materialdaten vorhanden, so dass die in der Rechnung verwendeten Parameter anhand eines gemessenen Druckpeaks der Platte 5 geeicht wurden. Der Druckpeak des ersten Aufnehmers direkt unterhalb der Kontaktladung wird dafür verwendet (siehe Abschnitt 4.2).

Der Schädigungsbereich an der Oberseite der Platte 5 ist sowohl im Experiment als auch in der Simulation im Vergleich mit Platte 3 und Platte 4 am geringsten. In Tabelle 5-9 sind die Werte aus Versuch und Simulation gegenübergestellt. Der durch die Elementdeformation auf der Plattenoberseite der Platte 5 ermittelte Schädigungsbereich unterschätzt den gemessenen Kraterdurchmesser und die Kratertiefe. Im Gegensatz dazu sind die durch die Schädigung quantifizierten Schädigungsbereiche zu groß. Jedoch unterscheiden sich die numerisch bestimmten Mittelwerte der zwei Schädigungsbereiche, z. B. der mittlere Kraterdurchmesser von 30,5 cm vom gemessenen Kraterdurchmesser mit 30 cm, kaum. Mit den ermittelten Kratertiefen verhält es sich sehr ebenso.

Platte 5		Spalling an der Plattenoberseite	
		Kraterdurchmesser [cm]	Kratertiefe [cm]
Versuch		30	9
Rechnung	Elementdeformation	23	3
	Schädigung	38	24

Tabelle 5-9 Schädigungsbereich anhand von vertikalen Schnitten durch die Platte 5

Die zu dem gemessenen Schädigungsbereich zugehörige Abbildung 5-40 zeigt den Zustand der Platte 5 nach der Detonation (der vertikale Kanal in der Mitte der aufgesägten Platte wurde durch eine zusätzliche Bohrung verursacht).

Der Abbildung 5-40 wird die Abbildung 5-41 gegenübergestellt, in der die Zugschädigung ($D_t - D_{dyn}$) in einem Intervall von Null bis Eins zu einem Zeitpunkt von $200 \mu s$ nach der Zündung wiedergegeben ist. Die geringen Kraterabmessungen sind in beiden Bildern deutlich zuerkennen.

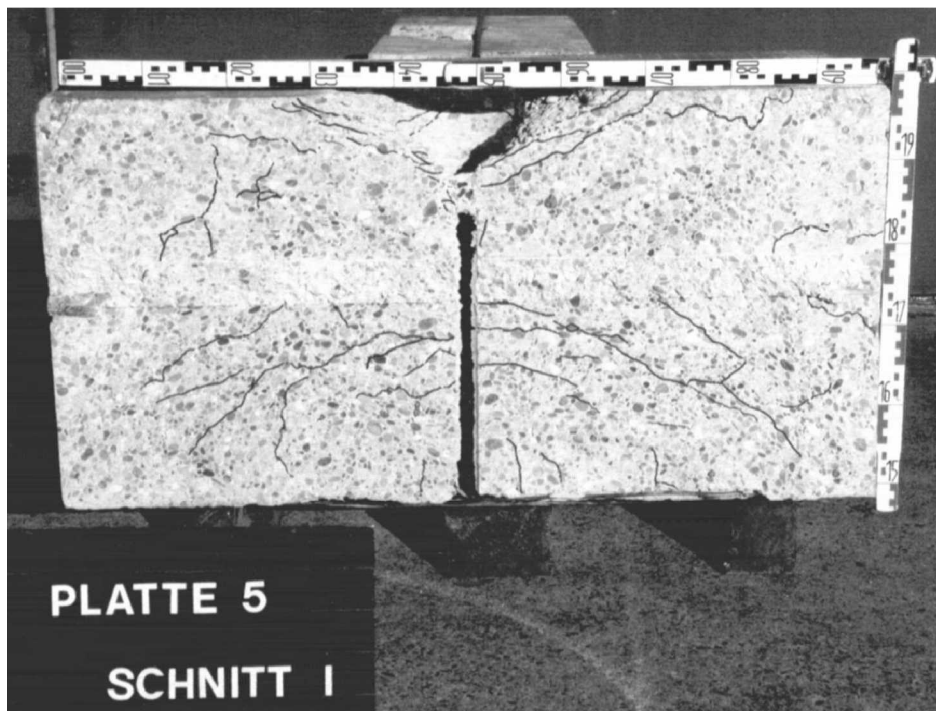


Abbildung 5-40 In vertikaler Richtung aufgesägte Platte 5

Der durch die Zugwelle geschädigte Bereich an der Unterseite der Platte 5 wird in der Simulation gut ermittelt. Im Gegensatz dazu wird die Schädigung im mittleren Bereich der Platte durch die Simulation überbewertet, wie der Vergleich mit der Abbildung 5-40 zeigt. Dieser Unterschied resultiert zum Teil aus der Wirkung des phlegmatisierten TNT.

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Druckmaxima in Abbildung 5-42 verdeutlicht die Kalibrierung der Materialdaten des phlegmatisierten TNT am Druckpeak des Aufnehmers AB1. Aufgetragen sind auf der Abszisse der Abstand der jeweiligen Sensoren und Rechenelemente von der belasteten Oberfläche in cm und auf der Ordinate die gemessenen und berechneten Druckpeaks in MPa.

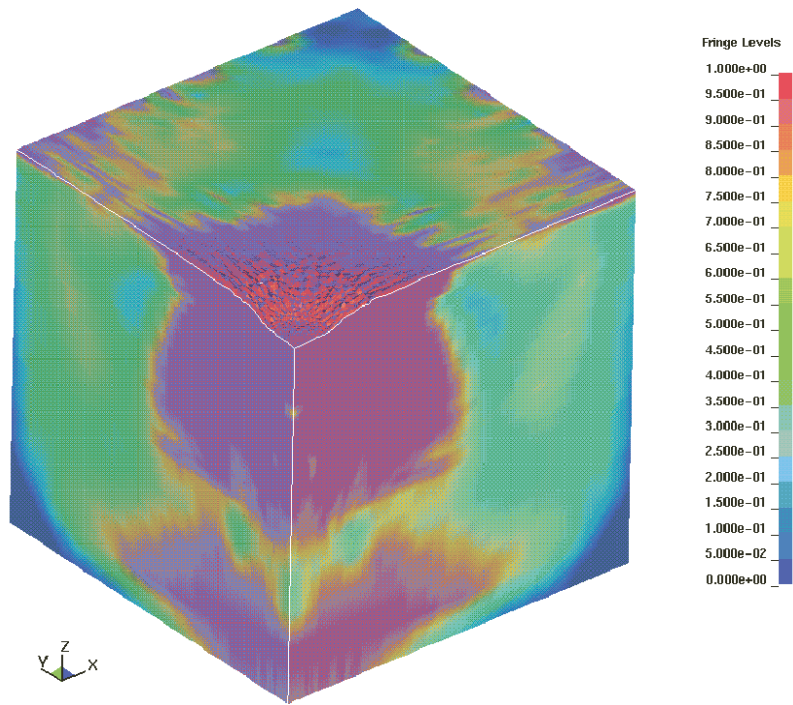


Abbildung 5-41 zugeschädigte Platte 5 zum Zeitpunkt von 200 μ s nach der Zündung

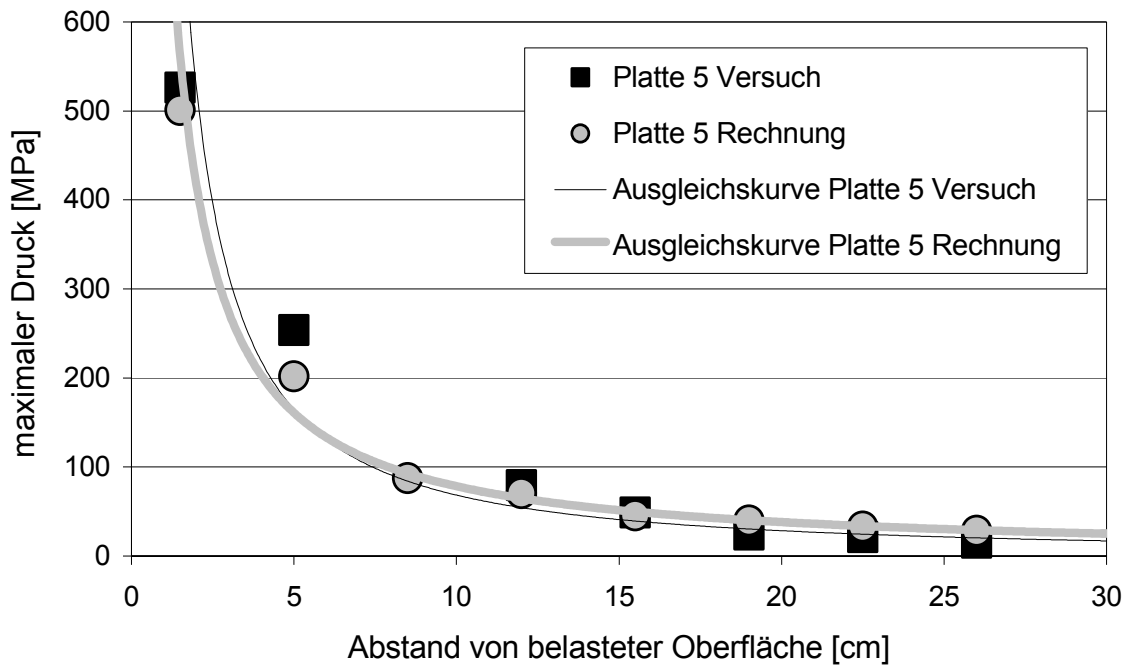


Abbildung 5-42 Platte 5: Vergleich der Druckmaxima aus Versuch und Rechnung aufgetragen über der Einbautiefe

Mit den Werten aus der Tabelle 5-10 ist der quantitative Vergleich gegeben. Die gemessenen und berechneten zu den Druckmaxima zugehörigen Ankunftszeiten der Druckwelle sind wiederum nahezu identisch. Der Unterschied zwischen den gemessenen und berechneten Druckpeaks ist gering. So ist der gemessene Druckpeak von 525 MPa für den Aufnehmer AB1 nur 5% größer als das entsprechende Rechenergebnis von 500,9 MPa. Mit zunehmender Tiefe weicht das Verhältnis zwischen Versuchs- und Rechenpeak immer mehr voneinander ab, wie es tendenziell auch bei den Platten 3 und 4 zu erkennen ist.

Messaufnehmer Platte 5		AB1	AB2	AB3	AB4	AB5	AB6	AB7	AB8
Einbautiefe [cm]		1,5	5	8,5	12	15,5	19	22,5	26
Versuch	Druckpeak [MPa]	525	255	a)	80	50	25	21	15
	Zeit nach Zündung [μ s]	29	51	b)	59	69	75	88	92
Rechnung	Druckpeak [MPa]	500,9	201,7	87,5	70,5	45,6	39,7	33,3	28,3
	Rechenzeit nach Zündung [μ s]	29	50	53	58	68	74	83	92

a) kein adäquater Mittelwert aus der Druckmessung bestimmbar

b) keine zugehörige Zeit bestimmbar

Tabelle 5-10 Platte 5: Vergleich der Druckmaxima und der zugehörigen Zeiten zwischen Messung und Rechnung

Zusammenfassend lässt sich zu den Simulationen der Hugoniotversuche mit finiten Elementen sagen, dass die Übereinstimmungen zwischen den gemessenen Kraterabmessungen und den numerisch ermittelten Schädigungsbereichen gut sind. Die gemessenen und berechneten maximalen Druckpeaks von etwa 20 000 MPa sowie die zugehörigen Zeiten unterscheiden sich kaum. Mit dem in LS-DYNA implementierten Betonstoffgesetz können demnach Kontaktdetonationen adäquat nachgerechnet werden.

5.5 SPH-Simulationen der Hugoniotversuche

Parallel zu den im vorigen Abschnitt beschriebenen Simulationen wurden von Rabczuk [67] ebenfalls Berechnungen durchgeführt, in die die experimentellen Ergebnisse der Hugoniotversuche eingehen. Er konzentriert sich nicht nur auf die Druckverläufe im Beton, sondern simuliert auch die Fragmentierung des Betons. Hierzu wurde die so genannte Smooth Particle Hydrodynamics Methode (SPH), eine netzfreie Lagrange-Formulierung als eigenständiger Code programmiert. Anstelle von begrenzten Elementen benutzt diese Methode so genannte Partikel, die über eine Interpolationsfunktion aufeinander einwirken. Durch die Ausnutzung der Vorteile der Lagrange-Methode und der Netzunabhängigkeit bietet sich die SPH-Methode an, um große Deformationen und Schädigungen sowie Fragmentierungsprozesse zu analysieren.

Einen Einblick in die Problematik und die Approximationstechniken der SPH-Methode geben die Arbeiten von Belytschko [10], Bonet [12], Dilts ([22], [23], [24]), Johnson [49] und Randles ([69], [70]). Von Rabczuk [67] wird die Moving Least Square Näherung (MLSPH) verwendet, die von Dilts [22] entwickelt und von Scheffer et. al. [79] modifiziert wurde. Ein SPH/MLSPH-Code für dreidimensionale Probleme wurde entwickelt und ebenfalls das von Schmidt-Hurtienne [80] vorgestellte Stoffgesetz für Beton implementiert. Die grundlegenden Ansätze dieses Stoffgesetzes wurden bereits in Abschnitt 5.4 dargestellt und weitere Einzelheiten können in der Arbeit von Schmidt-Hurtienne [80] nachgeschlagen werden.

Im Folgenden sollen einige Ergebnisse der SPH-Simulationen den Messergebnissen der Hugoniotversuche gegenübergestellt werden, wobei die Eindringcharakteristik der Druckwelle und die Schädigung bzw. Fragmentierung der Platten zum Vergleich herangezogen wird. Mit der SPH-Methode ist es möglich, die Entwicklung der Schädigung und der Fragmentierung der Betonplatten unter Belastung durch Kontaktdetonationen zu simulieren. Eine genaue Beschreibung der theoretischen Grundlagen ist in der Dissertation von Rabczuk [67] zu finden.

Bei den Versuchen wurden neben den Druckverläufen im Beton und dem Schädigungsgrad anhand der Kraterabmessungen nach dem Versuch auch Fragmentverteilungen ermittelt. Zur Bestimmung der Fragmentsieblinien wurden die Trümmer und ihre Masse nach der Sprengung erfasst (siehe Tabelle 5-11). Trümmer bis zu einem Durchmesser von 64 mm konnten maschinell sortiert, größere mussten von Hand ausgezählt werden.

Versuch		Plattenoberseite		Plattenunterseite		Fragmentmasse [kg]
		Krater Ø	-tiefe	Krater Ø	-tiefe	
Platte 3	Versuch MLSPH	56 cm	11 cm	-	-	36,8
		47 cm	12 cm	-	-	28,9
Platte 4	Versuch MLSPH	Vollständige Fragmentierung Vollständige Fragmentierung				
Platte 5	Versuch	30 cm	9 cm	-	-	9,1
	MLSPH (grob)	28,5 cm	10 cm	-	-	9,2
	MLSPH (fein)	37 cm	12 cm	-	-	17,3

Tabelle 5-11 Schädigungs- und Fragmentierungsdaten der mit MLSPH simulierten Platten

Ursprünglich war noch vorgesehen, die Lage der Trümmer in der Umgebung zu erfassen. Zu diesem Zweck wurden die Oberfläche des Sprengplatzes farbig gekennzeichnet. Durch die teilweise erheblichen Zerstörungsgrade der Betonplatten und dem damit verbundenen hohen Aufwand wurde von einer Erfassung der geometrischen Lage der herausgelösten Oberflächentrümmer in der Umgebung abgesehen. Der Schädigungsgrad wurde nach dem Versuch dadurch quantifiziert, dass die Betonplatte in der Mitte zersägt und der entstandene Krater vermessen wurde.

Bei der numerischen Simulation wurden die Betonplatten und der Sprengstoffkegel mit dem SPH-Code diskretisiert. Die folgende Abbildung 5-43 zeigt exemplarisch die SPH-Diskretisierung in der Ausgangskonfiguration mit aufgelegtem Sprengstoffkegel, auf dessen Darstellung in den später folgenden Abbildungen der Übersichtlichkeit halber verzichtet wird.

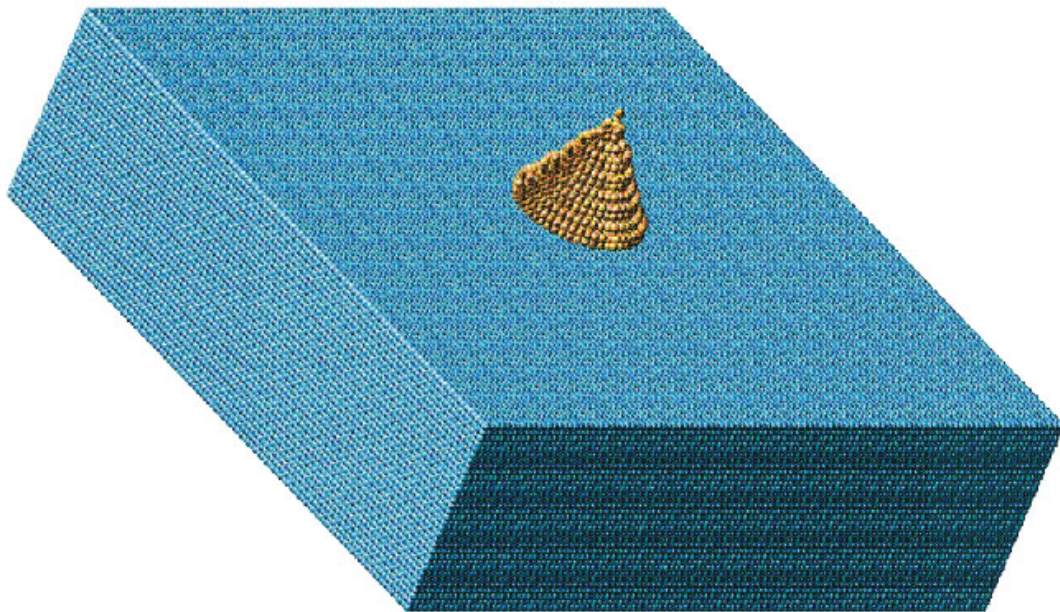


Abbildung 5-43 Prinzipielle Darstellung der SPH-Diskretisierung eines Hugoniotversuchs in der Ausgangskonfiguration

Die Materialdaten für die verwendeten Sprengstoffkegel und den Beton entsprechen den Werten, die bereits im Abschnitt 5.4 für die Finite-Elemente-Simulation verwendet und dort detailliert zusammengestellt wurden. Die Simulation wurde im Fall der Platte 5 mit unterschiedlichen Netzfeinheiten durchgeführt, um den Einfluss der Partikelauflösung auf die Ergebnisse zu untersuchen. Die entsprechenden Versuchskörper mit den bei der Simulation verwendeten unterschiedlichen Partikelzahlen sind in der folgenden Tabelle 5-12 aufgeführt.

Versuch	Partikelanzahl Beton
Platte 3	380 926
Platte 4	380 926
Platte 5 (grob)	119 164
Platte 5 (fein)	380 926

Tabelle 5-12 Verwendete Partikelanzahl bei der Simulation der Hugoniotversuche

Bei den Versuchen mit nur leichten Abplatzungen an der Plattenoberseite hat sich gezeigt, dass es ausreichend ist, die Berechnung bis zu einem Zeitpunkt von etwa 2 – 3 ms auszudehnen. Bei den Platten mit massiven Abplatzungen an der Plattenober und -unterseite sowie bei den Sprengversuchen, bei denen die Platten total zerstört wurden, stellte sich heraus, dass die Berechnungen zur Bestimmung einer Fragmentgrößenverteilung bis zu einem extrem späten Zeitpunkt durchgeführt werden müssen, damit sich die Partikel weit genug voneinander entfernen können. Hierzu waren weit über 20 000 Zeitschleifen erforderlich, was eine sehr lange Rechenzeit zur Folge hatte. Es wurde festgestellt, dass zur Ermittlung des reinen Schädigungsgrades der Platten die Rechnung erheblich früher beendet werden kann.

Die Materialbeschreibung des Sprengstoffs erfolgt auch bei den SPH-Simulationen nach der Formulierung von Jones, Wilkins und Lee, der so genannten JWL-Gleichung. Die verwendeten Parameter für die verschiedenen Sprengstoffe wurden äquivalent zu den Simulationen mit finiten Elementen gewählt (siehe Tabelle 5-3) [26].

- Platte 3

Die Simulation der Platte 3 ergab eine Schädigung, die der im Versuch erreichten Schädigung sehr nahe kommt. In der folgenden Abbildung 5-44 ist der entstandene Krater im Vertikalschnitt für Versuch und Rechnung dargestellt. Die horizontale Fläche des Kraters wird von der Rechnung leicht unterschätzt, während die Tiefe sehr gut wiedergegeben wird.

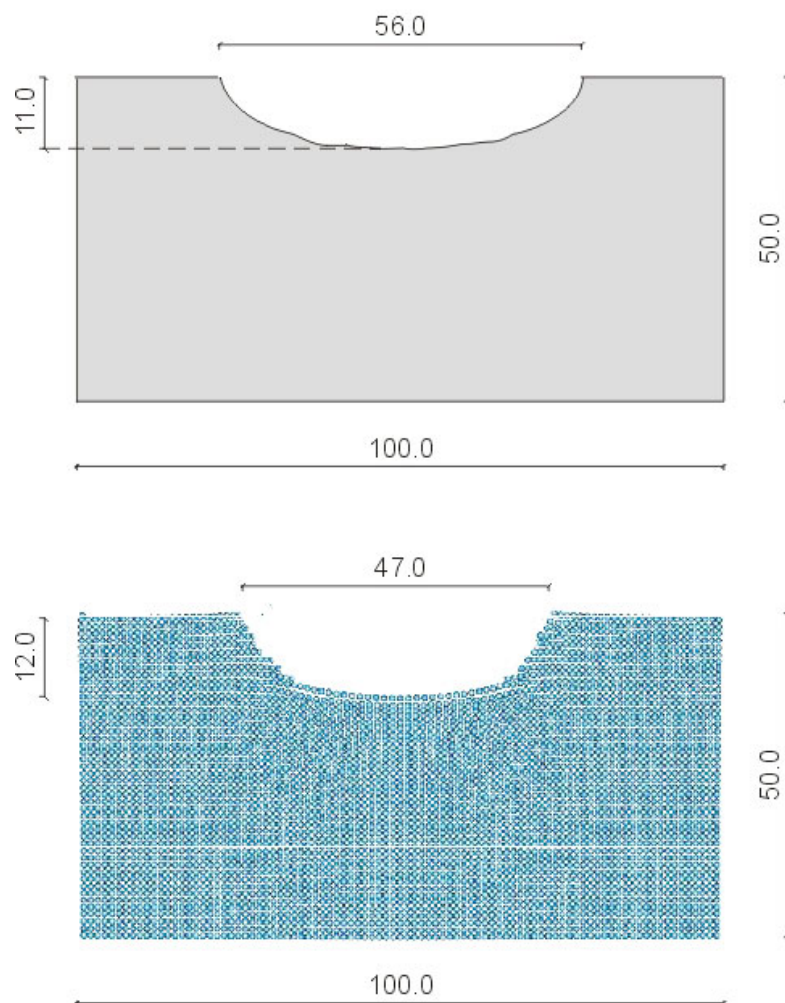
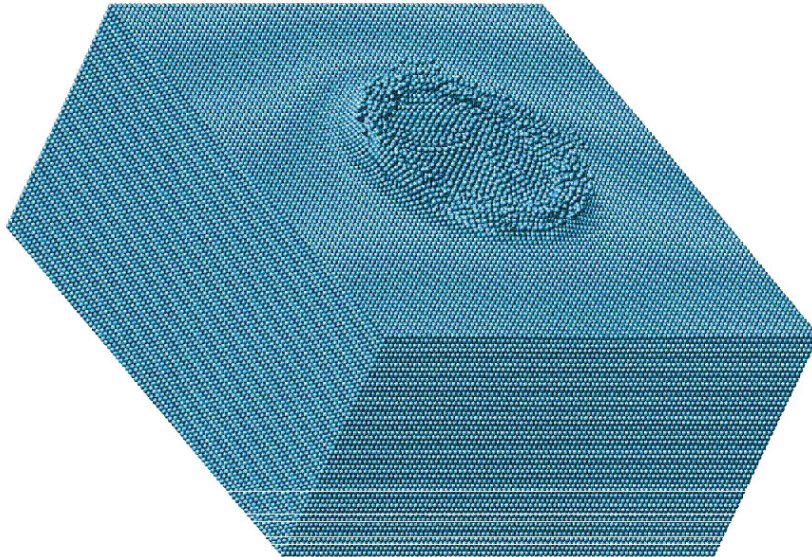


Abbildung 5-44 Vergleich der Kraterabmessungen der Platte 3 aus Versuch (oben) und Rechnung (unten), Vertikalschnitt in Plattenmitte

Die folgende Abbildung 5-45 zeigt die Entwicklung des Kraters nach 0,5 bzw. 1 ms. Das Auswerfen kleinerer Fragmente ist im Abbildungsteil b) gut wiedergegeben.

a)



b)

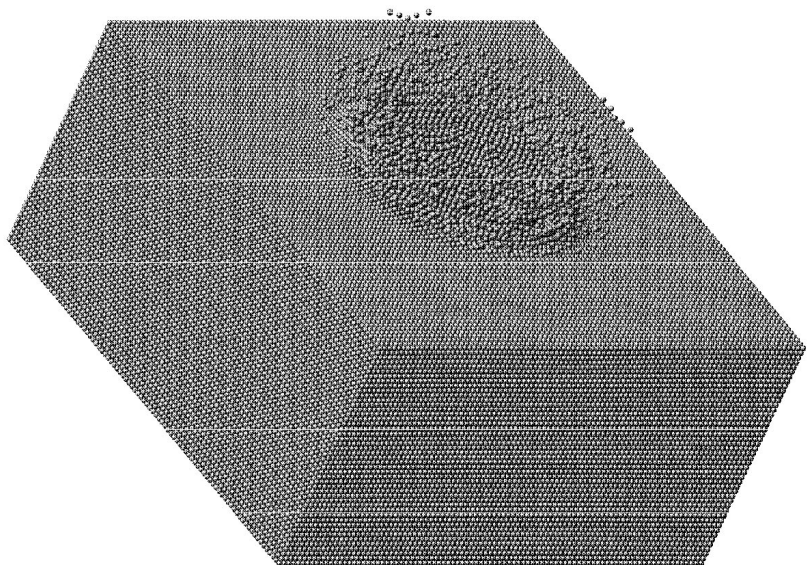


Abbildung 5-45 Schädigungsprozess der Platte 3 nach a) 0,5 ms und b) 1 ms

Die Eindringcharakteristik der Druckwelle ist in der folgenden Abbildung 5-46 für die Rechnung und den Versuch dargestellt. Die Simulation gibt die Versuchsergebnisse sehr genau wieder und kann durch eine vergleichbare Ausgleichskurve beschrieben werden. Ebenso wie bei der Simulation mit finiten Elementen wird auch hier lediglich der gemessene volumetrische Druck zum Vergleich herangezogen, da diese Messergebnisse aufgrund der Erfahrung mit dieser Technik die verlässlichsten sind und damit das umfangreichste Datenmaterial zur Verfügung steht.

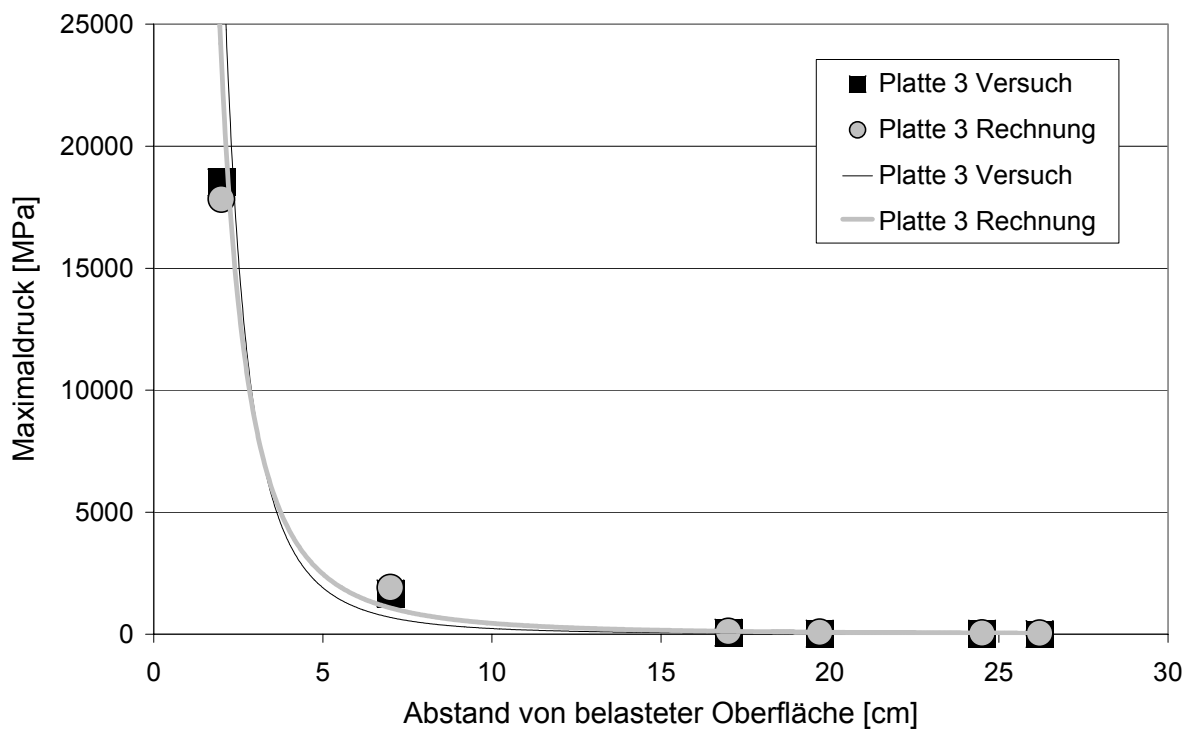


Abbildung 5-46 Druckmaxima über die Einbautiefe der Messaufnehmer der Platte 3 aus Versuch und Rechnung

Ein weiterer Vergleichsparameter ist bei der Simulation mittels SPH-Formulierung die Fragmentierung der Platte bzw. die Verteilung der verschiedenen Fragmentgrößen. Die beim Versuch entstandenen Fragmente wurden eingesammelt, gesiebt und die Gesamtmasse bestimmt. Die Fragmentverteilung, dargestellt als Summenhäufigkeit der verschiedenen Fragmentdurchmesser ist der Abbildung 5-47 zu entnehmen.

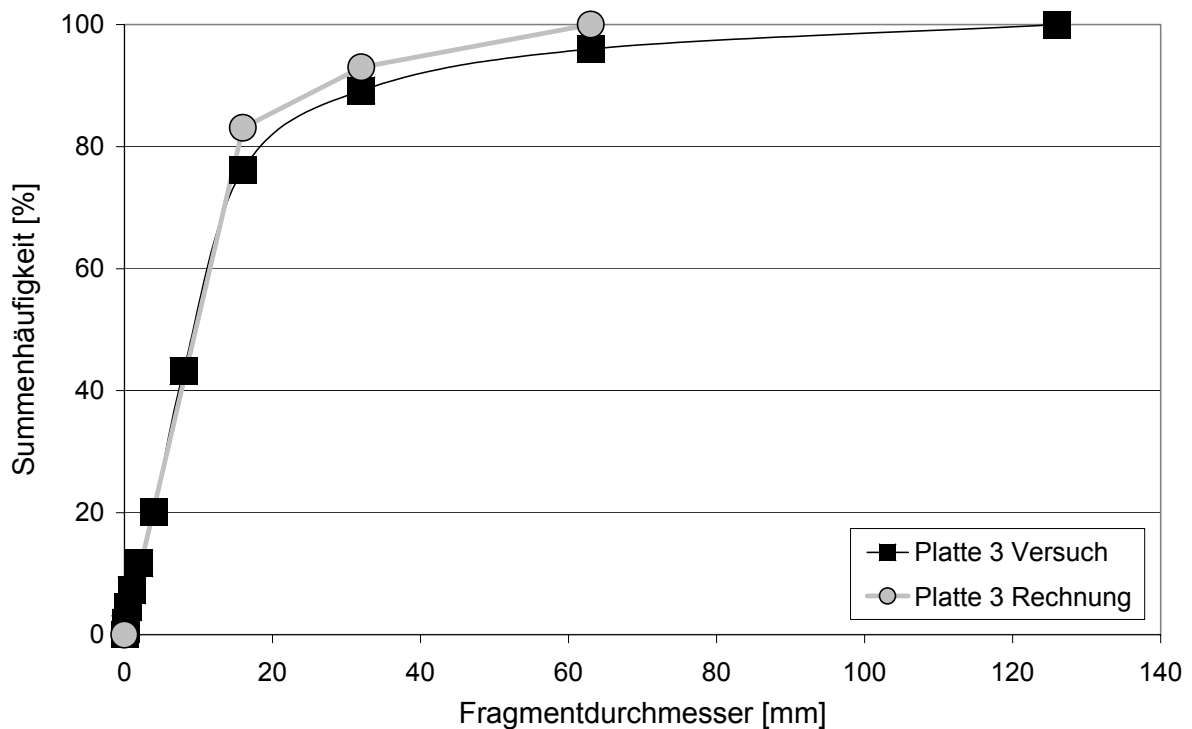


Abbildung 5-47 Fragmentverteilung der Platte 3 aus Versuch und Rechnung

Die Auflösung der Sieblinie im unteren Bereich ist bei der SPH-Simulation nicht besonders gut. Um einen geringeren minimalen Fragmentdurchmesser aus der Simulation zu erhalten, müsste die Auflösung der Platte enorm erhöht werden. Für einen minimalen Fragmentdurchmesser von 8 mm sind ca. 1 800 000 Betonpartikel, für einen Durchmesser von 4 mm schon 15 000 000 Betonpartikel erforderlich. Da Fragmente mit einem Durchmesser kleiner 1 cm nicht so stark von Interesse sind, ist die hier gewählte Auflösung ausreichend. Die im Versuch entstandene Gesamtfragmentmasse von 28,9 kg wird von der Simulation recht gut reproduziert (siehe Tabelle 5-11).

Aufgrund des niedrigen Zerstörungsgrades der Platte und der Durchführung der Berechnung bis zu einem Zeitpunkt von 2,5 ms kann die Güte der Berechnung qualitativ als sehr gut bezeichnet werden.

- Platte 4

Die Platte 4 wurde total fragmentiert. Dadurch erübrigt sich der Vergleich der Kraterabmessungen. Die Gegenüberstellung der maximalen Druckwerte über der Plattendicke zeigt die Abbildung 5-48. Wie zuvor zeigen Versuch und Rechnung eine sehr gute Übereinstimmung.

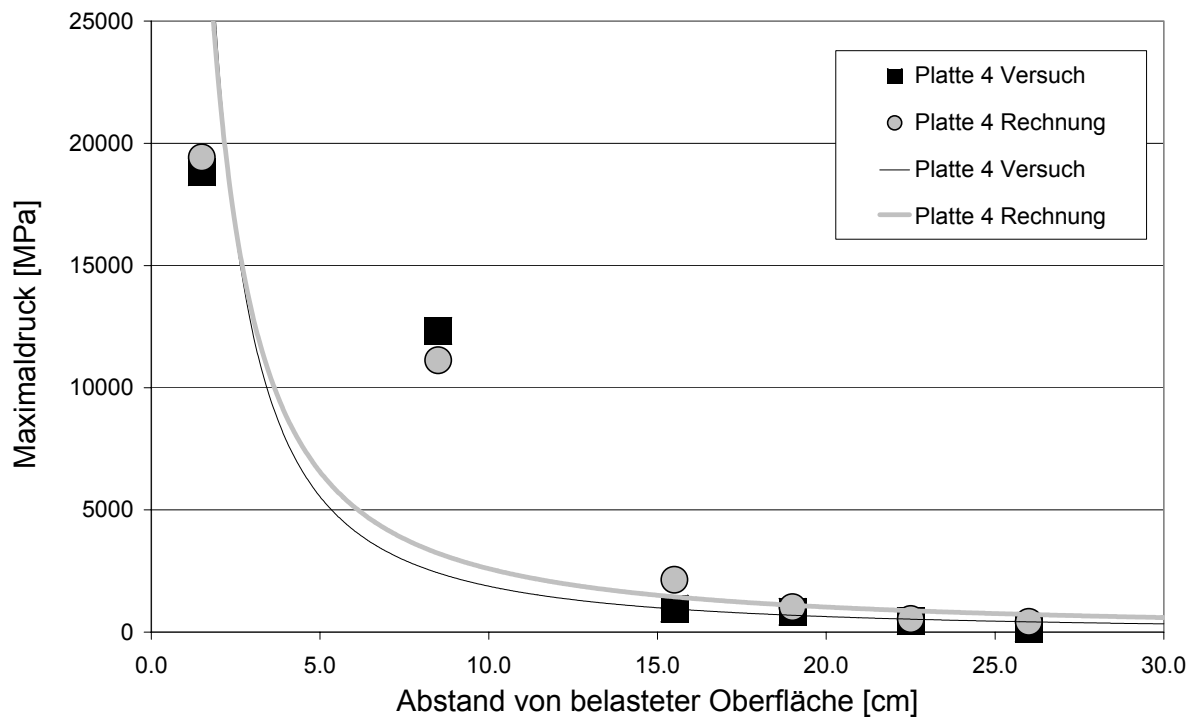


Abbildung 5-48 Druckmaxima über die Einbautiefe der Messaufnehmer der Platte 4 aus Versuch und Rechnung

Die Fragmentverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten ist in Abbildung 5-49 grafisch dargestellt. Qualitativ schätzt das SPH-Programm die Größe der Trümmer richtig ab. Gut zu erkennen ist, dass eine Rechenzeit von 8 ms nicht ausreicht, damit sich die gebildeten Fragmente voneinander trennen können. Ebenfalls wird deutlich, dass sich nach weiteren 7 ms weitere Staubkörner gebildet haben.

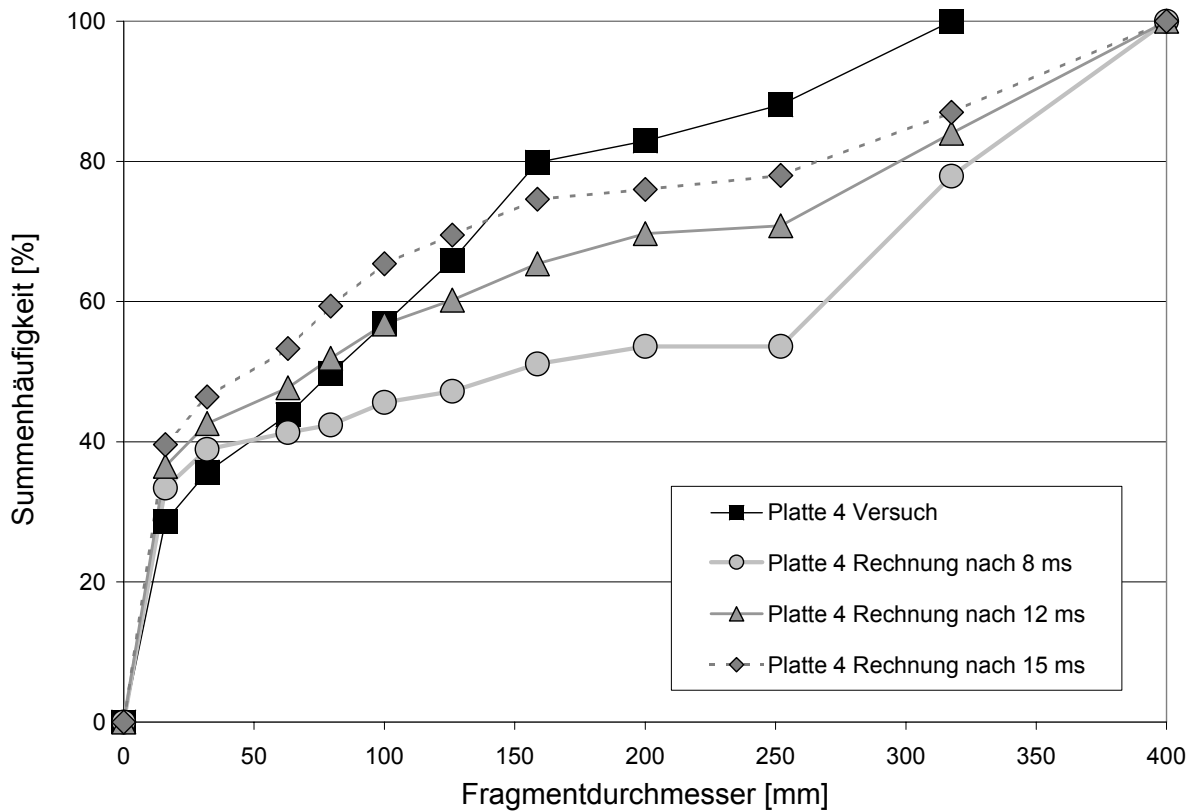


Abbildung 5-49 Fragmentverteilung der Platte 4 aus Versuch und Rechnung

Betrachtet man die Schädigungsevolution, sind die größten Diskrepanzen festzustellen. Nach 8 ms haben sich in der Simulation schon die ersten Staubkörner gebildet. Die Fragmentverteilungen aus Versuch und Rechnung zeigen zu diesem Zeitpunkt noch keine allzu große Übereinstimmung.

Nach 15 ms approximiert die Simulation die Fragmentverteilung aus dem Versuch schon recht gut. Eine bessere Reproduktion der Versuchsergebnisse wäre voraussichtlich mit einer noch feineren Diskretisierung der Betonplatte zu erreichen. Aufgrund des enorm hohen Rechenaufwands wurde eine derartige Berechnung nicht mehr durchgeführt.

An dieser Stelle sei betont, dass auch die Versuchsergebnisse erheblich streuen, vor allem bei derartig starken Zerstörungsprozessen. Somit liefert die SPH-Simulation ausreichend gute Ergebnisse. Es geht zumindest die maximale Trümmergröße aus der Rechnung richtig hervor.

Die Simulation bildet die totale Fragmentierung der Platte recht gut ab. Von Abbildung 5-50 bis Abbildung 5-52 ist der Fragmentierungsprozess der Platte zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Sehr gut zu erkennen ist vor allem am Anfang der Auswurf von Material aus dem Krater. Der Effekt des Scabbings ist an der Unterseite der Platte schon nach 0,6 ms zu sehen. Die Kompaktierung dieser nach unten beschleunigten Fragmente wurde auch im Versuch dadurch festgestellt, dass nach der Sprengung sehr feines, sandartiges Material zu einer so dichten Struktur verdichtet war, dass von Hand keine Teile ausgelöst werden konnten.

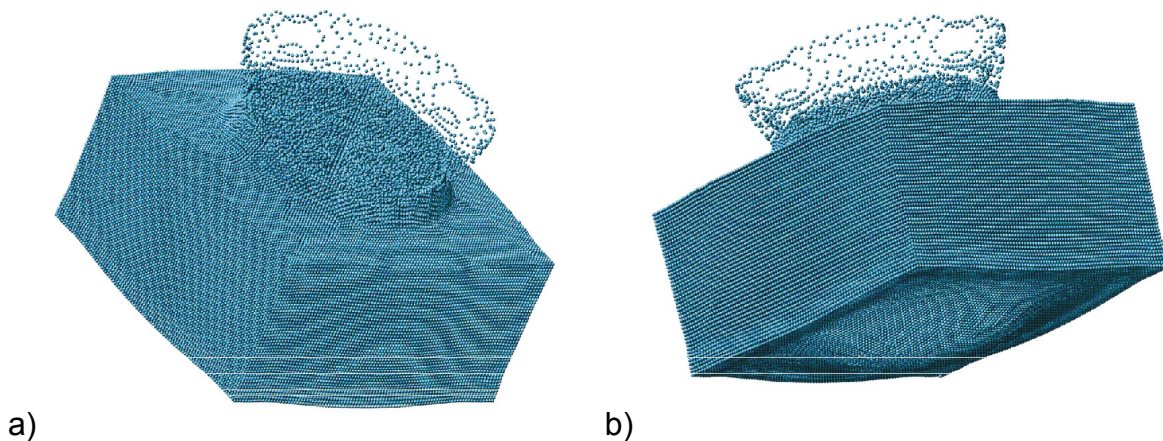


Abbildung 5-50 Fragmentierungsprozess der Platte 4 nach 0,6 ms

- a) Plattenoberseite
- b) Plattenunterseite

In der Abbildung 5-51 ist besonders gut die Entstehung der vertikalen Trennrisse in der Mitte der Seitenflächen zu erkennen, wie sie gerade auch bei den Versuchen mit geringerem Zerstörungsgrad beobachtet werden. Die totale Fragmentierung der Platte lässt sich im Folgenden leicht aus beiden Teilen der Abbildung 5-52 erkennen.

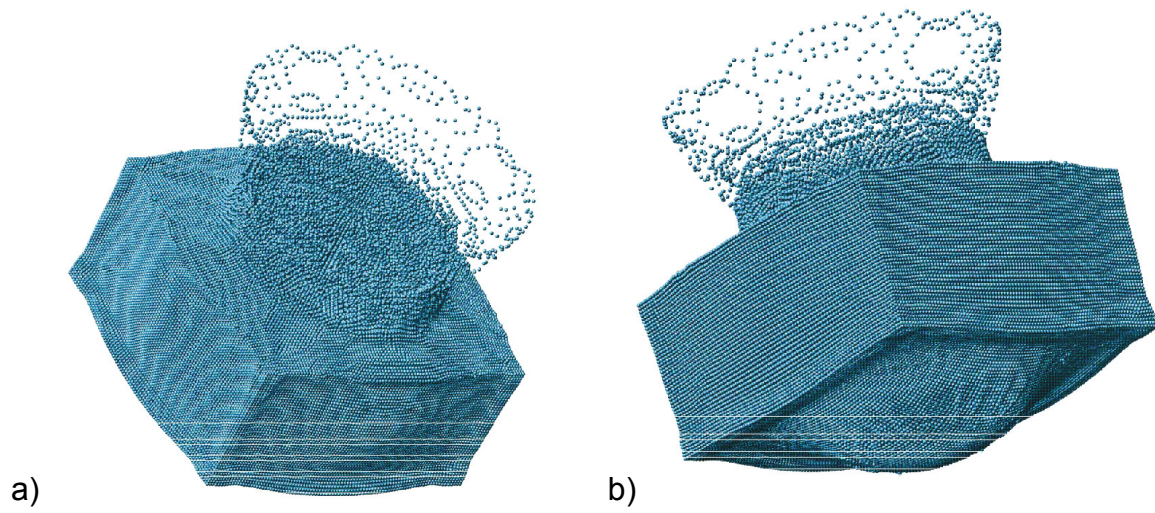


Abbildung 5-51 Fragmentierungsprozess der Platte 4 nach 1 ms
a) Plattenoberseite
b) Plattenunterseite

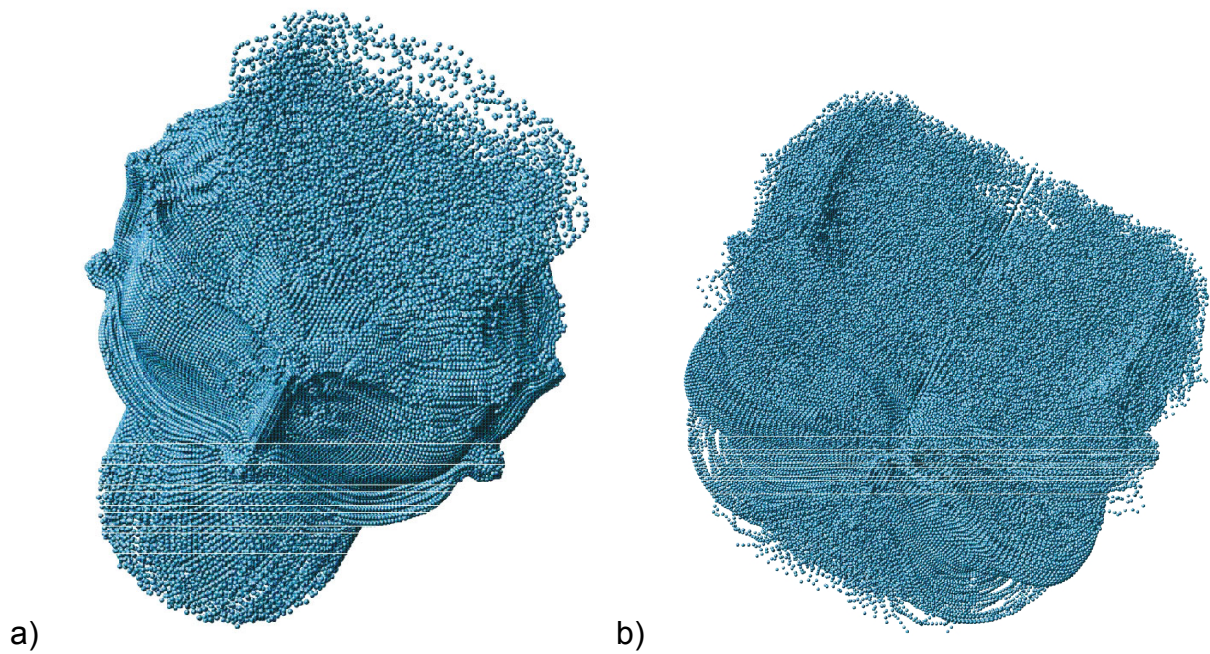


Abbildung 5-52 Fragmentierungsprozess der Platte 4
a) Plattenoberseite nach 5 ms
b) Plattenoberseite nach 15 ms

- Platte 5

Wie bereits im Abschnitt 5.2 beschrieben, wurde die Platte 5 mit einem phlegmatisierten Sprengstoff beaufschlagt. Der innere Kegel des Plane-Wave-Generators bestand aus TNT mit beigemischten Styroporkugeln, dessen Detonationsgeschwindigkeit sich auf 3875 m/s verlangsamte. Es wurde in diesem Fall mit zwei unterschiedlichen Netzfeinheiten gerechnet (siehe Tabelle 5-12). Die maximalen Druckpeaks werden von der fein diskretisierten SPH-Platte wesentlich stärker überschätzt als vom grob diskretisierten SPH-Modell.

Die Platte 5 war die am wenigsten geschädigte Platte (siehe Anhang C). Es traten lediglich geringe Abplatzungen an der Plattenoberseite auf. Die Abbildung 5-56 zeigt, dass die grob diskretisierte SPH-Platte die Sieblinie deutlich besser trifft als die fein diskretisierte SPH-Platte, bei der sich fast ausschließlich Staubkörner bildeten. Dies liegt an der höheren Druckentwicklung im Sprengstoff, was auch am Druckpeak nahe der Oberfläche zu erkennen ist (siehe Abbildung 5-55). Die Fragmentmasse wird von beiden Simulationen gut approximiert (siehe Tabelle 5-11). Interessant sind die großen Unterschiede zwischen dem groben und dem feinen Modell in der Art der Fragmentierung. Während bei der groben SPH-Platte die Fragmente fast ausschließlich direkt aus dem Krater geschleudert werden, ist bei der feineren Platte eine verstärkt seitliche Verdrängung des Materials in Kraternähe zu beobachten, bevor die restlichen Trümmer ebenfalls aus dem Krater geschleudert werden. Dies ist auch in der Abbildung 5-53 sehr gut zu erkennen.

Interessant ist, dass die feiner diskretisierte SPH-Platte den Zerstörungsgrad aus dem Versuch schlechter reproduziert, hingegen die grobe Platte das Zerstörungsmuster fast exakt wiedergibt (siehe Abbildung 5-53). Dies liegt an der größeren Partikelmasse des Beton und dem niedrigeren Druckaufbau im Lasteinleitungsbereich beim groben Modell. Den 291 Sprengstoffpartikeln des groben Modells stehen über 2 000 Sprengstoffpartikel des feinen Netzes gegenüber. Aufgrund der leichten Abplatzungen kann man jedoch bei beiden Varianten von einer recht guten Übereinstimmung sprechen. In der Regel ist davon auszugehen, dass bei steigender Partikelanzahl auch bessere Ergebnisse erzielt werden.

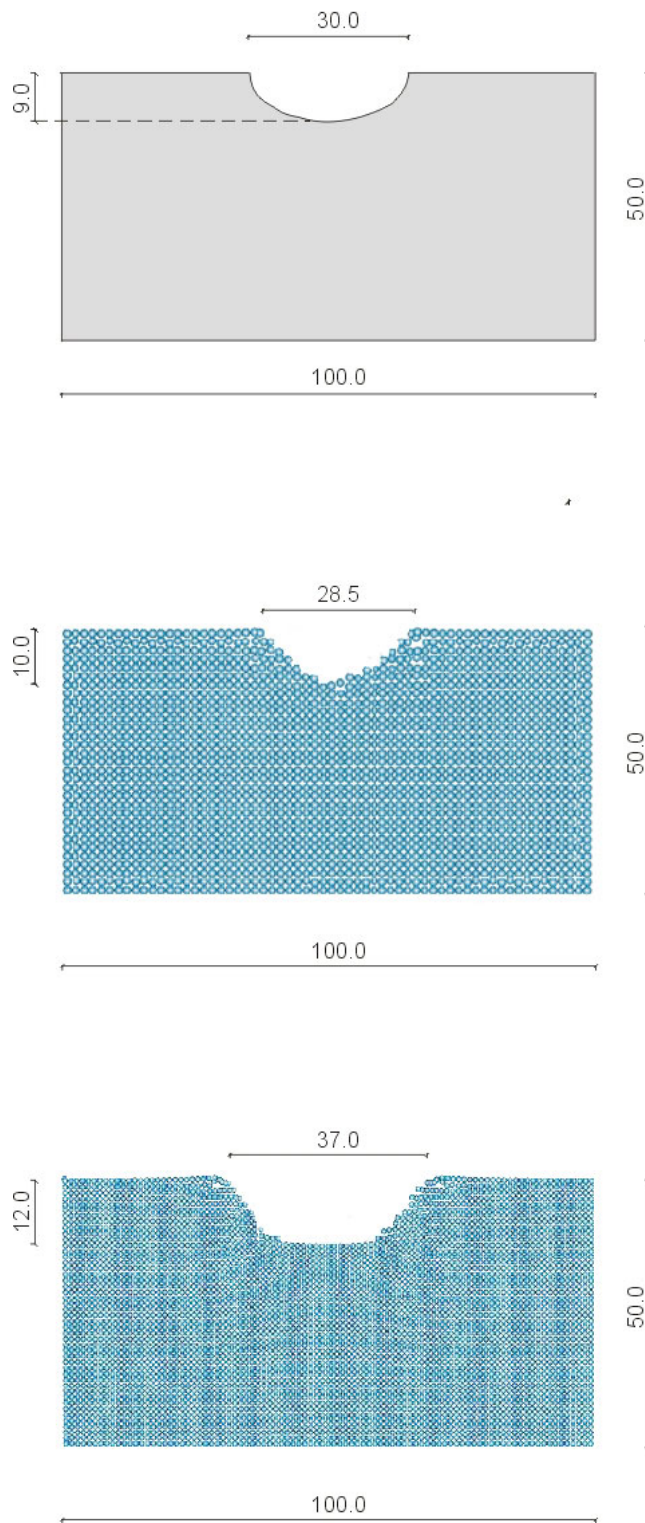
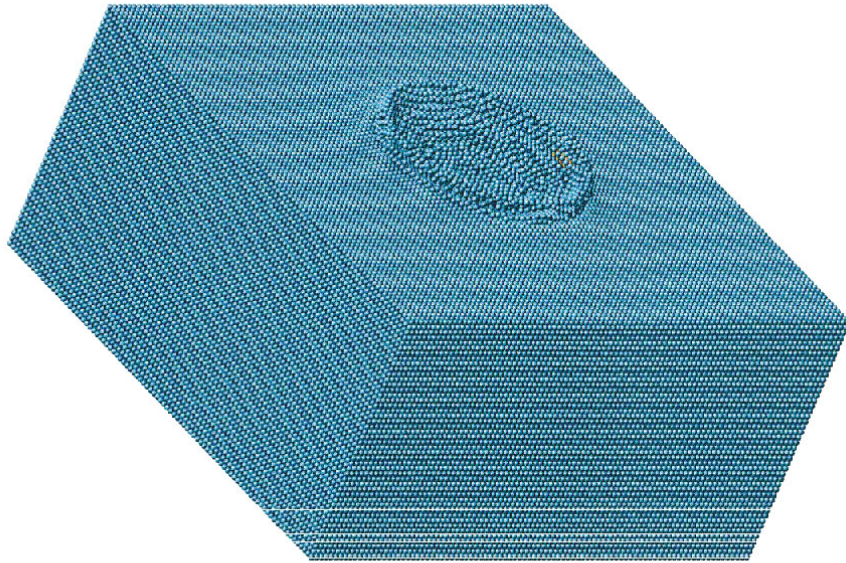


Abbildung 5-53 Vergleich der Kraterabmessungen der Platte 5 aus Versuch (oben) und Rechnung mit grober Diskretisierung (Mitte) und einer Rechnung mit feiner Diskretisierung (unten), Vertikalschnitt in Plattenmitte

a)



b)

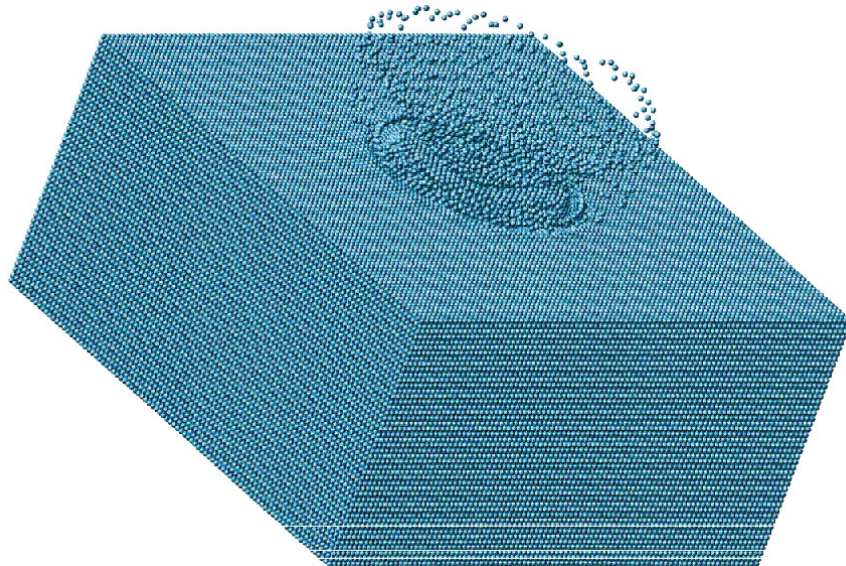


Abbildung 5-54 Schädigungsprozess der Platte 5 nach a) 0,3 ms und b) 1 ms

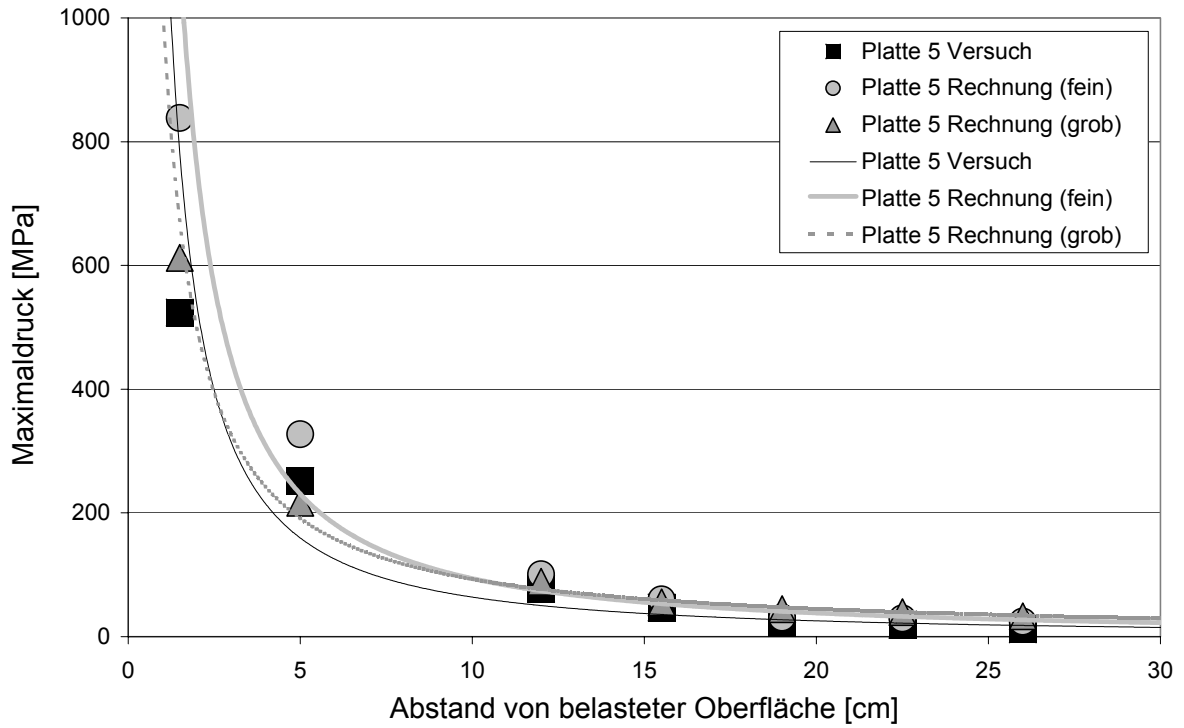


Abbildung 5-55 Druckmaxima über die Einbautiefe der Messaufnehmer der Platte 5 aus Versuch und Rechnung

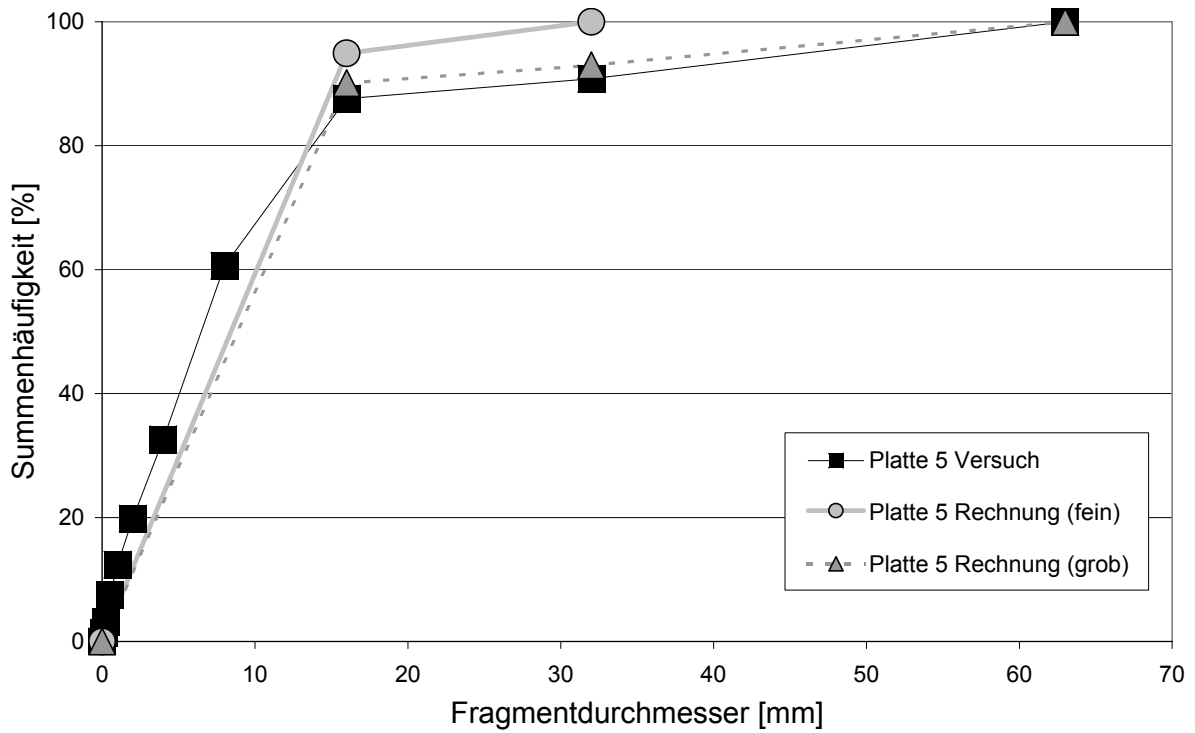


Abbildung 5-56 Fragmentverteilung der Platte 5 aus Versuch und Rechnung

6 Experimentelle Untersuchungen zum sprengtechnischen Abbruch

6.1 Bauteiluntersuchungen

Im Hinblick auf die gesammelten Erfahrungen bei der Begleitung von Sprengabbruchvorgängen in der Praxis wurden Abbruchversuche konzipiert, die unter anderem als Grundlage für die numerischen Simulationen in der Arbeit von Plotzitz [65] dienen.

Als leicht zu realisierende Bauteile wurden Balken und Stütze ausgewählt, wobei die Dimensionierung und der Aufbau der Versuche stark an einer geeigneten Geometrie für die numerischen Untersuchungen orientiert war. Bei der Balkenserie bedeutete dies, dass zwar die Abmessungen einem typischen Balken von etwa 5 m Spannweite entsprachen, allerdings deutlich weniger Bewehrung angeordnet war, als das im realistischen Balken der Fall gewesen wäre. Da es sich im Prinzip nur um eine Transportbewehrung handelte, wurde sie bei der Simulation nicht berücksichtigt. Das Ziel bei dieser Versuchsserie mit verschiedenen Balken war es, erste Anhaltspunkte für die Schockwellenausbreitung um eine Bohrlochladung zu erhalten. Hierzu wurde die Zahl der interagierenden Bohrlöcher und deren Abstand variiert und die Drücke im Beton in der Umgebung der Bohrlöcher mit Hilfe von Kohle-Masse-Widerständen gemessen (siehe Abschnitt 4.2). Um überhaupt erst einmal einen Anhaltswert für die Beladung eines einzelnen Bohrlochs zu bekommen, wurden drei kurze Balkenstücke mit jeweils einem Bohrloch getestet. Die genaue Beschreibung und die Ergebnisse dieser Versuchsserie sind in den folgenden Abschnitten 6.2 und 6.3 dargestellt. Ein weiterer Versuch wurde an einer realistisch bewehrten Stütze durchgeführt. Dabei war das Ziel vor allem, zu sehen, wie sich eine Sprengung auf die nächste Umgebung auswirkt. Hierzu wurden wiederum die entstehenden Drücke im Beton mit Kohle-Masse-Widerständen (siehe Abschnitt 4.2) sowie Luftdrücke in nächster Umgebung zur Ladung gemessen. Um auch diesen Versuch leicht numerisch simulierbar zu machen, wurde hier auf Bohrlochladungen verzichtet und stattdessen eine aufgelegte Ladung zur Wahrung der Axialsymmetrie benutzt. Bei beiden Arten von Abbruchversuchen gelten im Prinzip die gleichen Anforderungen an die Messtechnik, wie sie im Abschnitt 4.1 beschrieben sind. Die Funktionsweise der Luftdruckaufnehmer ist in Abschnitt 6.5 näher beschrieben.

6.2 Experimenteller Aufbau - Balkenversuche

Bei diesen Versuchen wurde die Beladung in Bohrlöchern angeordnet, deren Geometrie und Bestückung mit Hilfe von Abschätzformeln aus der Literatur nach Heinze [41] ermittelt wurde. Die Hauptziele dieser Versuchsserie waren die Überprüfung der in der Literatur vorgegebenen Formeln und die Messung der entstehenden Drücke im Beton (B 35) in der Bohrlochumgebung. Da die Messwerte vor allem zur Verifizierung der numerischen Simulation ermittelt wurden, wurde darauf verzichtet, die Balken realistisch zu bewehren. In diesem Fall wären deutlich größere Sprengstoffmengen oder Schneidladungen [76] benötigt worden, was allerdings rechnerisch nicht nachvollziehbar gewesen wäre.

Als Querschnitt wurden die Maße von (30 x 50) cm gewählt, wie sie im Hochbau häufig vorkommen, wenn Spannweiten von etwa 5 m zu überwinden sind. Die Tiefe der Bohrlöcher für einen solchen Balkenquerschnitt lässt sich aus der Literatur bestimmen und ergibt sich zu 35 cm [41]. Als maximaler Abstand zwischen den Bohrlöchern errechnet sich 50 cm, während der minimale Abstand 30 cm beträgt.

Da der Bewehrungsgehalt geringer als in der Praxis gehalten wurde, konnte die Abschätzung der Ladungsmenge aus der Literatur nicht angewandt werden. Um eine reduzierte Ladungsmenge festzulegen, wurden drei kleinere Versuchskörper der Länge 70 cm (VK1a-c) mit jeweils einem Bohrloch hergestellt, die aber ansonsten den gleichen Balkenquerschnitt aufweisen (siehe Abbildung 6-1). In Tastversuchen mit diesen Körpern wurde die Ladungsmenge pro Bohrloch bestimmt. Als Sprengstoff wurde Seismoplast 1 gewählt, da für dieses Material die nötigen Parameter zur numerischen Simulation mit Hilfe der stoffgesetzlichen Beschreibung nach Jones, Wilkins und Lee (JWL) vorliegen (siehe Abschnitt 5.4) und die Detonationseigenschaften denen von Ammon-Gelit 2, wie es in der Praxis bei Bohrlochsprengungen häufig verwendet wird, sehr ähnlich sind. Da die Länge der Balken für die Versuche, die in unbelastetem Zustand durchgeführt wurden, nicht relevant ist, wurde für die Versuchskörper VK2, VK3 und VK4 aus schalungstechnischen Gründen das verkürzte Maß von 220 cm gewählt.

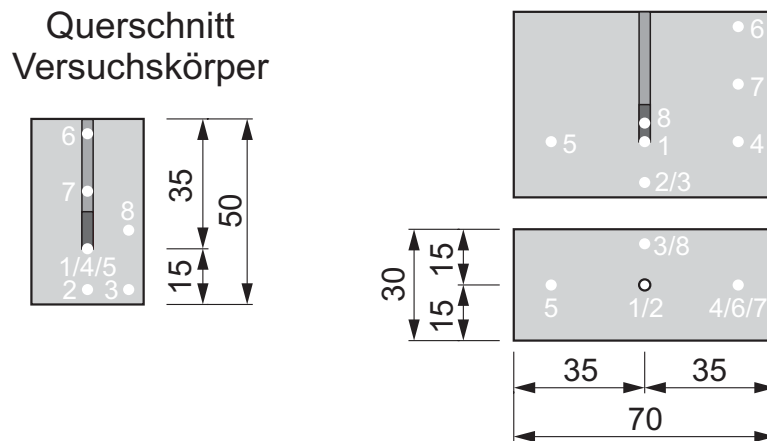


Abbildung 6-1 Ansicht, Grundriss und Aufnehmerpositionen der Versuchskörper VK1a-c (rechts) und gemeinsamer Querschnitt aller Versuchskörper der Balkenserie, Maße in cm

Der Balken VK1a wurde mit 20 g, VK1b mit 10 g und VK1c mit 7 g Seismoplast 1 beladen (siehe Abbildung 6-2). Selbst die kleinste Ladungsmenge reichte aus, um den Versuchskörper global zu zerstören. Da aber festgestellt wurde, dass bei einer solchen Beladung die an den Aufnehmern entstehenden Drücke in den äußeren Bereichen nicht mehr auflösbar waren, wurde die Ladung pro Bohrloch bei den folgenden Balken (Versuchskörper VK2, VK3 und VK4) auf 15 g Seismoplast 1 festgelegt.

Die Bohrlöcher wurden mit den Ladungen bestückt und mit trockenem Sand verdämmt. Zum Schutz der Zündleitung wurde diese durch ein Metallrohr geführt, das verhindern sollte, dass zuviel von der Leitung bei jedem Versuch zerstört wird.

Bei dieser Versuchsserie kamen Kohle-Masse-Aufnehmer, wie sie im Abschnitt 4.2 näher beschrieben sind, im Beton zur Anwendung. Die geometrische Anordnung der Sensoren ist in den Abbildungen 5-9, sowie 5-11 bis 5-13 durch helle Punkte dargestellt. Die Aufnehmer selbst wurden entweder direkt an der Bewehrung oder an zwischen den Bewehrungseisen befestigten Stahldrähten befestigt (siehe Anhang I).

Die relative Lage der Aufnehmer bezüglich des Referenzbohrlochs ist in allen Versuchen vergleichbar. Diese Positionen wurden anhand von Überlegungen zur Erfassung der primären Druckwelle und zur Registrierung der Überlagerungsvorgänge der Wellen festgelegt und sollten auch bei der rechnerischen Simulation gut zu berücksichtigen sein.

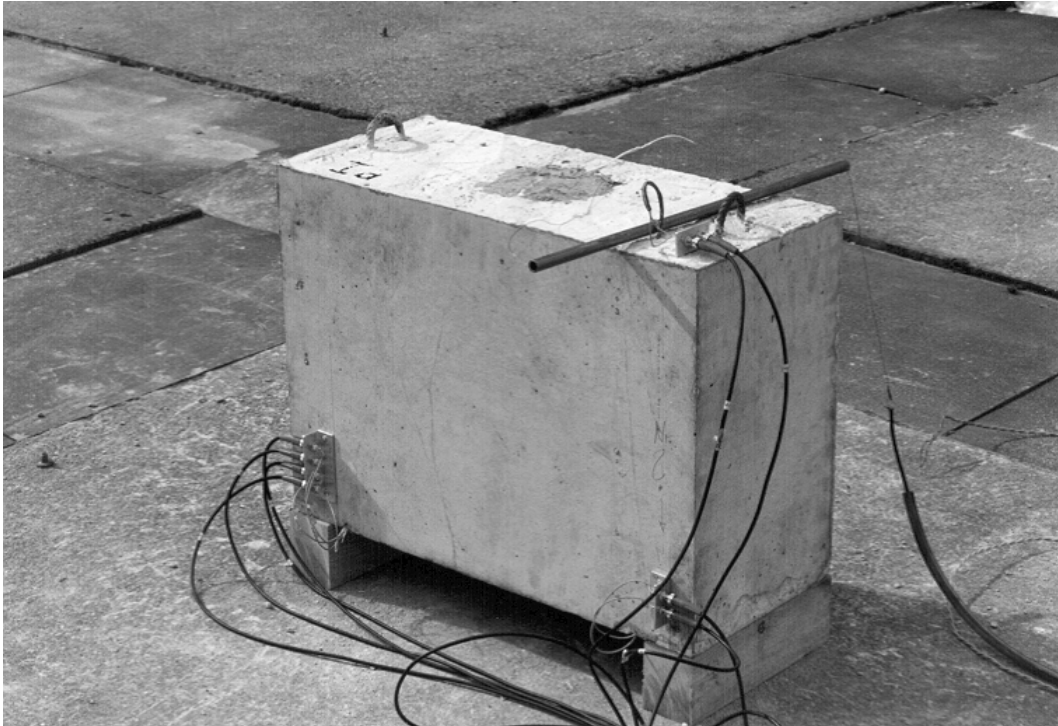


Abbildung 6-2 Balken VK1a vor dem Versuch mit beladenem und bereits verdämmtem Bohrloch

Wie in Abbildung 6-3 zu erkennen ist, wurden im Balken VK2 zwei Bohrlöcher mit einem Abstand von 50 cm symmetrisch zur Mitte angeordnet. Die Aufnehmer liegen in Positionen rund um das Referenzbohrloch und in der Symmetrieebene zwischen den Löchern. Bei diesem Versuch sollte vor allem die Interaktion der beiden Bohrlöcher ohne den Einfluss weiterer Ladungen untersucht werden. Die Lage der Aufnehmer wurde so gewählt, um die Ergebnisse an den einzelnen Messstellen bei allen Versuchen möglichst vergleichbar zu machen.

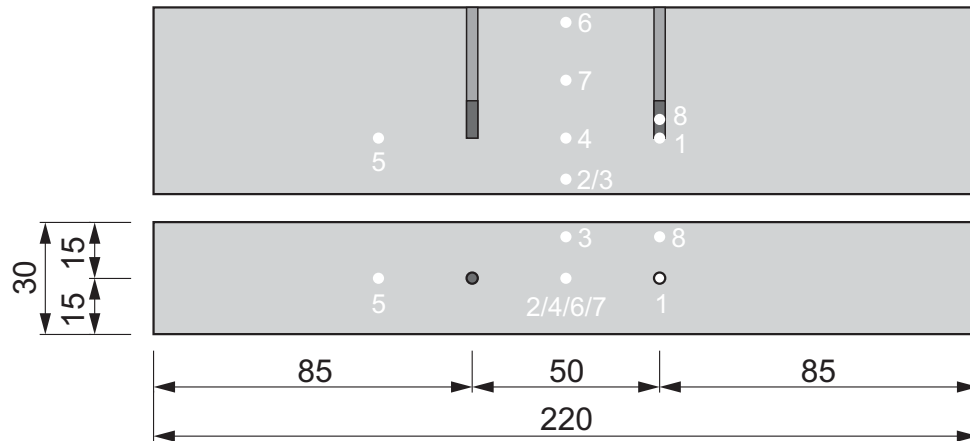


Abbildung 6-3 Ansicht, Grundriss und Aufnehmerpositionen VK2, Maße in cm

Beim in Abbildung 6-4 dargestellten Balken VK3 wurden vier Bohrlöcher mit gleichem Lochabstand bestückt, wobei eines der beiden mittleren als Referenzloch gewählt wurde. Somit sollte überprüft werden, ob die übernächsten Bohrlöcher einen Einfluss auf die Einwirkung auf den Beton zwischen dem Referenzloch und seinen nächsten Nachbarn besitzen.

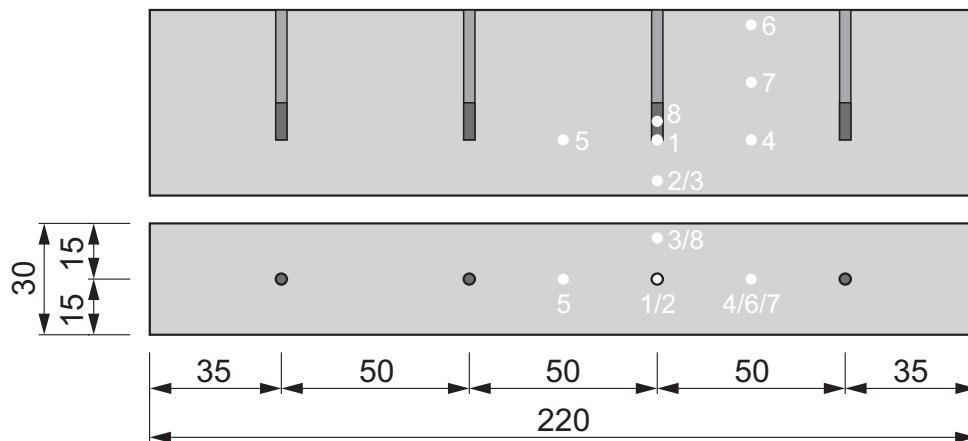


Abbildung 6-4 Ansicht, Grundriss und Aufnehmerpositionen VK3, Maße in cm

Da auch noch die Wirkung durch einen verringerten Bohrlochabstand untersucht werden sollte, wurde beim Balken VK4 der nach der Literatur geringste empfohlene Abstand von 30 cm gewählt (siehe Abbildung 6-5).

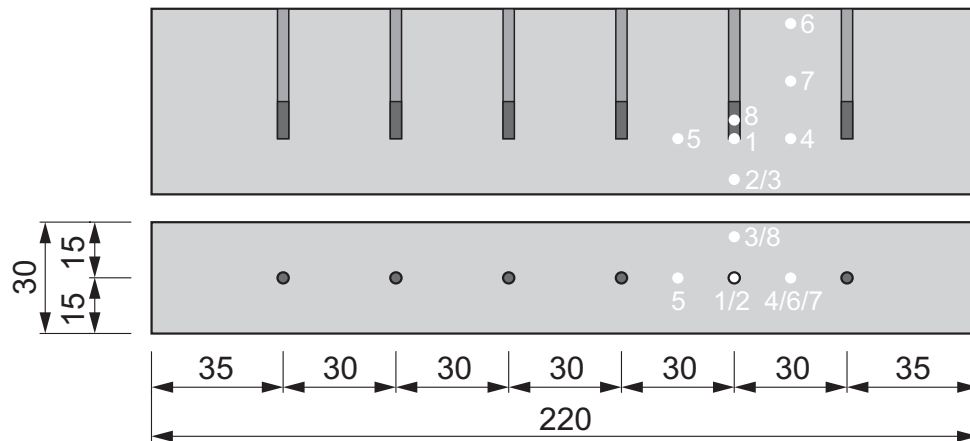


Abbildung 6-5 Ansicht, Grundriss und Aufnehmerpositionen VK4, Maße in cm

Um die Bohrlöcher gleichzeitig zur Detonation zu bringen, wurde ein Zündverteiler aus einem kleinem Kunststoffbecher, der mit einer geringen Menge Seismoplast 1 gefüllt worden war, auf dem Versuchskörper positioniert (siehe Abbildung 6-6).

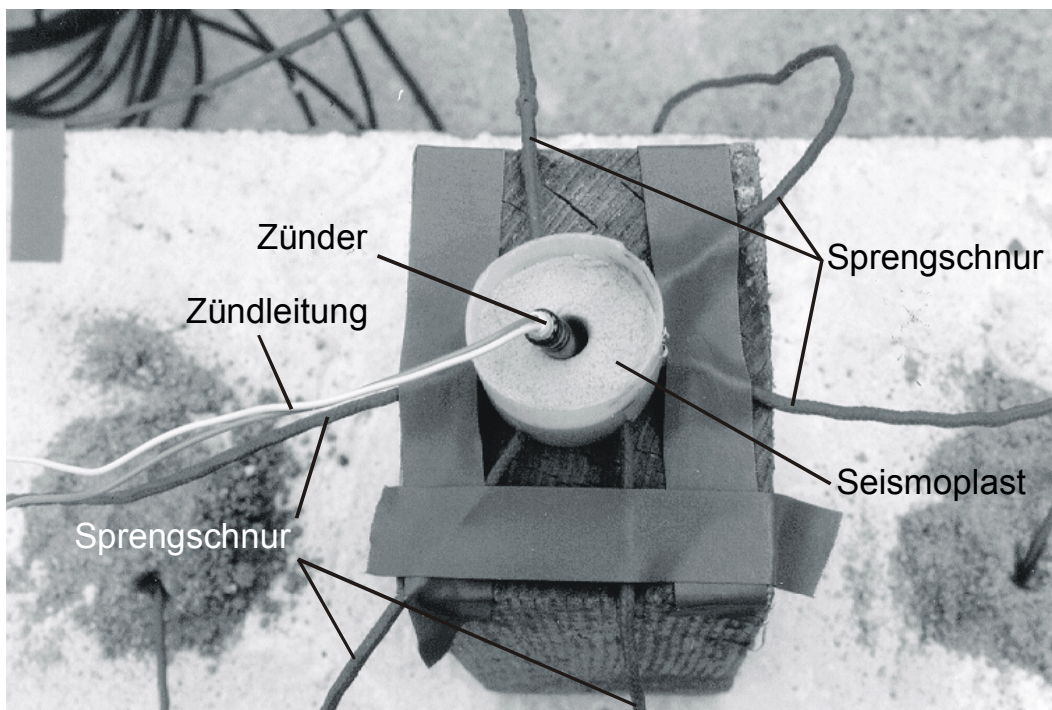


Abbildung 6-6 Zündverteiler, am Beispiel des Balkens VK4

In den Kunststoffbecher wurden, der Anzahl der Bohrlöcher entsprechend, Sprengschnüre gleicher Länge eingesteckt. Der Zündimpuls konnte somit über diese Sprengschnüre auf die Ladungen in den Bohrlöchern übertragen werden. Die einzelnen Schnüre wurden so an die Bohrlöcher herangeführt, dass eine gegenseitige Beeinträchtigung der durch sie hindurch laufenden Detonationswelle ausgeschlossen war. Durch die Koinzidenz der Detonationen sollte sichergestellt werden, dass die Aufnehmer, die sich mittig zwischen zwei Bohrlöchern befanden, überlagerte Signale registrieren können.

In der folgenden Abbildung 6-7 ist der Versuchsaufbau am Beispiel des Balkens VK2 dargestellt. Die Versuche wurden ebenfalls auf dem Gelände des Fraunhofer-Instituts für Chemische Technologie (ICT) in Berghausen durchgeführt. Für die Zwischenverstärker, die wiederum als Impedanzwandler für die Kohle-Masse-Aufnehmer eingesetzt wurden (siehe Abschnitt 4.2), wurde ebenfalls wieder eine Einhausung verwendet, um sie vor Beschädigung durch Trümmerflug zu schützen.

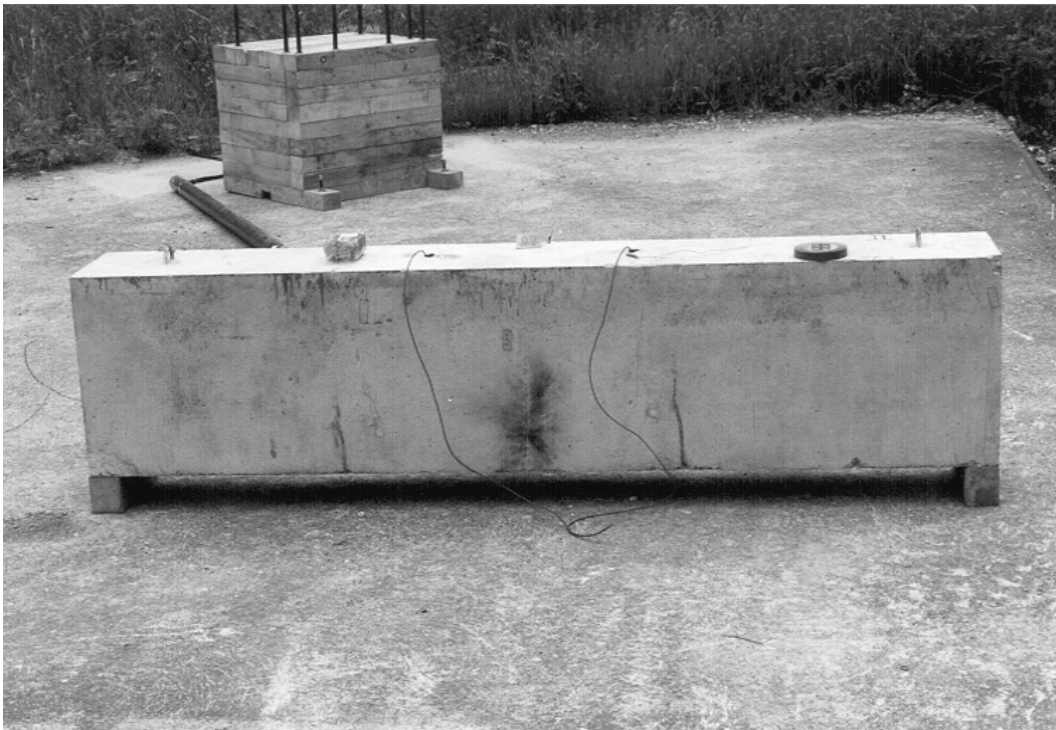


Abbildung 6-7 Versuchsaufbau mit Einhausung für die Zwischenverstärker am Beispiel des Balkens VK2

6.3 Versuchsergebnisse – Balkenversuche

Wie bereits im vorigen Abschnitt beschrieben, wurden die Balken VK1a–c zur Evaluierung der Sprengstoffmenge benutzt. Das Sprengergebnis war aufgrund der sehr leichten Bewehrung in allen Fällen die totale Zerstörung der Balken und führte zu einer Festlegung der Sprengstoffmenge pro Bohrloch für die weiteren Versuche von 15 g Seismoplast 1.

Bereits eine Sprengstoffmenge von 7 g, wie sie beim Balken VK1c zum Einsatz kam, hatte zur kompletten Zerstörung der Probekörper ausgereicht (siehe Abbildung 6-8). Die dabei gemessenen Drücke erreichten in unmittelbarer Nähe zum Bohrloch (Messaufnehmer AB1) Werte von etwa 400 MPa (siehe Abbildung 6-9), waren allerdings in größerer Entfernung zum Bohrloch so gering, dass die Druckverläufe nicht mehr auflösbar waren.



Abbildung 6-8 Balken VK1c nach dem Versuch

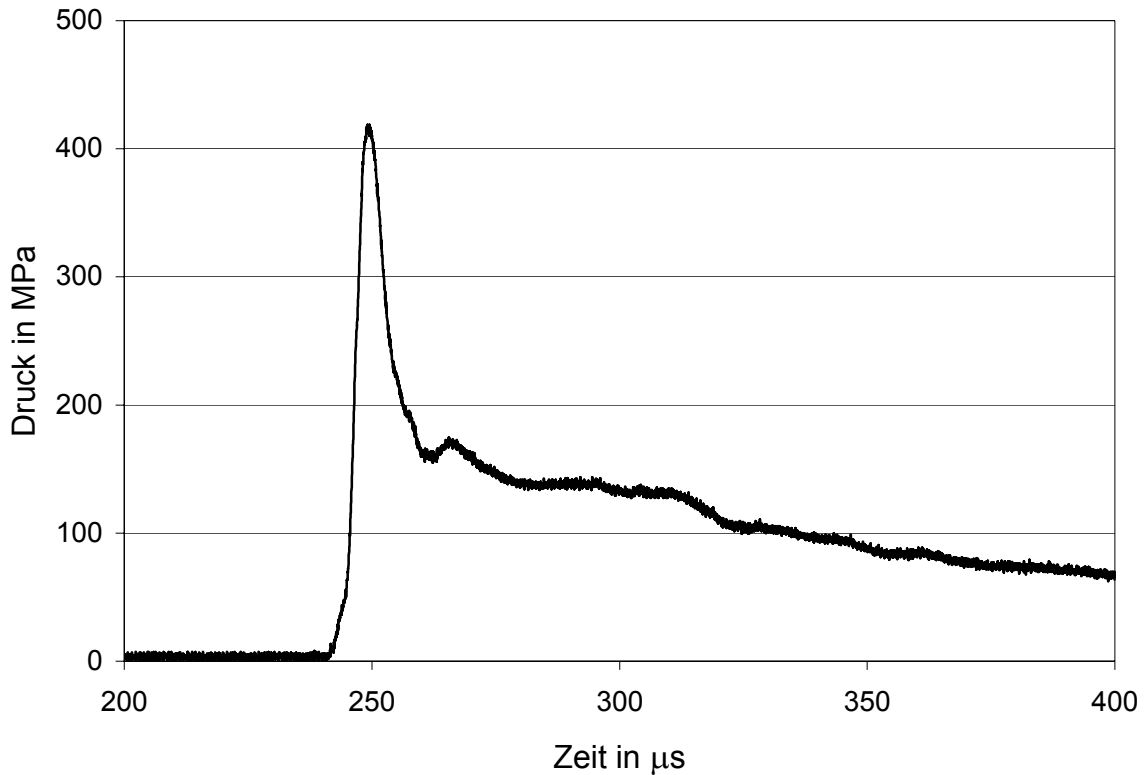


Abbildung 6-9 Balken VK 1c, Messkurve des Aufnehmers AB1

Im Verlauf der Messkurve in Abbildung 6-9 erkennt man, ähnlich wie bei den Plattenversuchen, den extrem schnellen Druckanstieg und den deutlich langsameren Abfall. In diesem Fall allerdings bleibt der Sensor selbst intakt und registriert Signale bis zum Ende des Messfensters des Transientenrecorders. Bei der genauen Betrachtung der Versuchskörper nach den Sprengungen konnten einige Kohle-Masse-Aufnehmer gefunden werden, die innerhalb ihrer Kapselung noch unversehrt schienen. Die extern an den Versuchskörpern angebrachten Stahlwinkel zur Aufnahme der Koaxialkupplungen zum Anschluss der Messleitungen konnten ebenfalls alle in funktionstüchtigem Zustand geborgen werden.

Beim Balken VK2 kam es zu einem Versagen des Zündverteilers, wodurch bei der Zündung nur eine der beiden Ladungen detoniert ist. Aus Sicherheitsgründen musste die bei der ersten Zündung nicht detonierte Ladung direkt nach dem ersten Versuch ebenfalls zur Detonation gebracht werden.

Durch die Fehlfunktion des Zünders und damit auch der Triggerung konnten erst bei der zweiten Detonation auch Messdaten gespeichert werden. Einige der Aufnehmer waren allerdings durch die erste Sprengung schon so stark beschädigt, dass lediglich die Aufnehmer AB1 und AB8 auswertbare Signale zeigten. Die Darstellung der an diesen Sensoren aufgenommenen Druckverläufe findet sich im Anhang J.

Die folgende Abbildung 6-10 zeigt das Sprengergebnis in der unmittelbaren Umgebung des ersten Bohrlochs. Man erkennt deutlich die radialen Risse, die ein Versagen des Versuchskörpers bewirken, aber keine allzu starke Fragmentierung hervorrufen. Dies wäre ein ideales Ergebnis einer Lockerungssprengung, die man durchführt, um Material so zu lösen und zu zerkleinern, dass es leicht mit herkömmlichen Methoden abgetragen werden kann. Diese Radialrisse um das Bohrloch rühren von den Ringspannungen, die durch die Sprengbelastung rund um das Bohrloch entstehen.

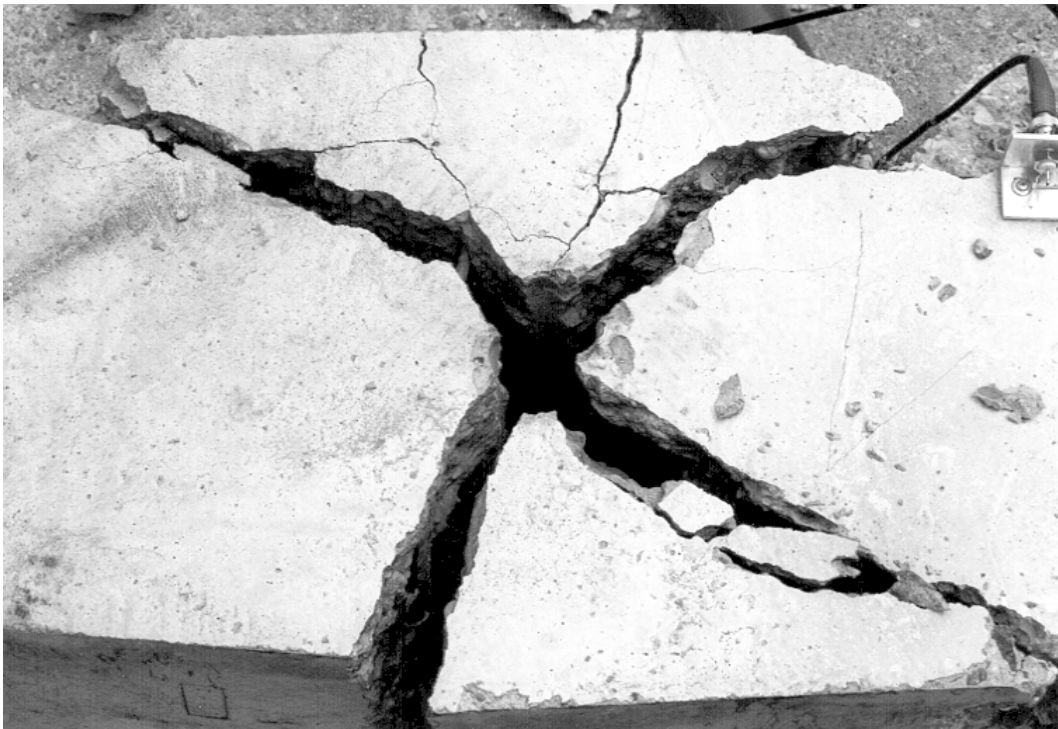


Abbildung 6-10 Sprengergebnis Balken VK2, entstandenes Rissmuster nach Detonation der ersten Bohrlochladung

Nach der Detonation der zweiten Ladung konnte eine vergleichsweise stärkere Schädigung des Versuchskörpers beobachtet werden, was durch die Vorschädigung durch die erste Ladung, vor allem im Bereich zwischen beiden Bohrlöchern, erklärt wird (siehe Abbildung 6-11).



Abbildung 6-11 Sprengergebnis Balken VK2, Schädigung nach Detonation der zweiten Bohrlochladung (rechts)

Beim Versuch am Balken VK3 kamen vier Ladungen zum Einsatz. Als Ergebnis konnte eine Zerstörung der Struktur, sowie wiederum eine Auflockerung des Materials festgestellt werden, wobei sich an einem Ende des Balkens auch Fragmente ablösten, die einige Meter weit auf dem Sprengplatz verstreut waren (siehe Abbildung 6-12). Ein Trennriss zieht sich annähernd durch die gesamte vertikale Bohrlochebene. Ein ähnlicher Riss entstand in horizontaler Richtung auf Höhe der Ladungen (35 cm von oben). Die Rissgeometrie um die Bohrlöcher entspricht den Beobachtungen beim Versuch am Balken VK2.



Abbildung 6-12 Sprengergebnis Balken VK3, Trennrisse durch annähernd die gesamten Bohrlochebenen (vertikal und horizontal)

Wie bereits im vorigen Abschnitt 6.2 beschrieben, wurde der Balken VK 4 mit dem in der Literatur für diese Geometrie als minimal vorgesehenem Bohrlochabstand von 30 cm konzipiert. Das Ergebnis der Sprengung unterschied sich im Hinblick auf die Fragmentierung des Versuchskörpers deutlich von den anderen Versuchen. Der Balken wurde komplett fragmentiert, so dass nur noch einige größere Trümmerstücke durch die Bewehrung zusammengehalten wurden und die übrigen kleineren Fragmente in der Umgebung verstreut waren (siehe Abbildung 6-14).

Insgesamt verteilten sich die abgelösten Bruchstücke in einem Radius von 12 m um den Sprengplatz (siehe Abbildung 6-13). Die an den großen Fragmenten noch zu erkennende Rissgeometrie wies auf den gleichen Versagensmechanismus wie bei den anderen Balkenversuchen hin, allerdings war die Zerstörungswirkung durch die mit geringerem Abstand angeordneten Ladungen erheblich größer.



Abbildung 6-13 Sprengung Balken VK4, Fragmentierung während des Versuchs, die Trümmer verteilen sich in einem Radius von etwa 12 m



Abbildung 6-14 Sprengergebnis Balken VK4, größere Fragmente werden von der Bewehrung zusammengehalten, kleinere Trümmer sind in der Umgebung verteilt

Typische Druck-Zeit-Verläufe der Messungen an allen beschriebenen Balken sind in Abbildung 6-15 dargestellt. Die gezeigten Verläufe entstammen den Messungen am Balken VK4 (siehe Abbildung 6-5). Der Spitzendruck wurde erwartungsgemäß an dem der Ladung am nächsten gelegenen Aufnehmer AB1 registriert. Hier konnten 750 MPa gemessen werden, wobei dem sehr steilen Druckanstieg ein langsamerer Druckabfall folgt, der dann allerdings durch ein Versagen des Sensors nach 690 μ s nicht weiter verfolgt werden kann. Im senkrecht darunter befindlichen Aufnehmer AB2 zeigt sich nur noch ein stark reduzierter Druck von 25 MPa, der langsamer ansteigt, auf einem längeren Plateau verbleibt und auch deutlich langsamer wieder abfällt. Diese Kurvengestalt ist typisch für Druck-Zeit-Verläufe im Bereich geringerer Drücke. Die übrigen Messkurven der Versuchsserie an den Balken sind der Übersichtlichkeit halber im Anhang J dargestellt.

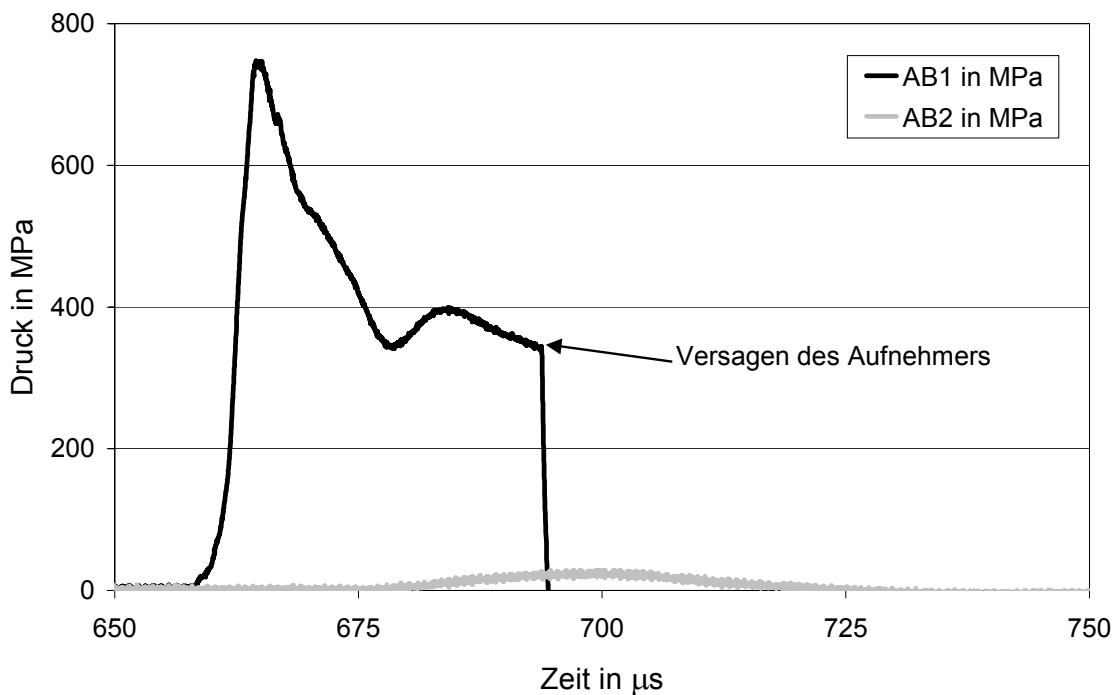


Abbildung 6-15 Druck-Zeit-Verläufe der Aufnehmer AB1 und AB2, gemessen am Balken VK4.

6.4 Finite-Elemente-Simulationen der Balkenversuche

Mit dem bereits im Abschnitt 5.4 beschriebenen stoffgesetzlichen Ansatz wurden von Plotzitza [65] auch die durchgeführten Balkenversuche simuliert. Im Folgenden soll deshalb lediglich die Modellierung gezeigt und die erzielten Ergebnisse am Beispiel des Balkens VK4, der das komplizierteste System im Hinblick auf die Überlagerungswirkung der Bohrlöcher darstellt, vorgestellt werden. Der Versuchskörper ist, bei einer Höhe von 50 cm und einer Breite von 30 cm, 220 cm lang. Die insgesamt sechs Bohrlöcher sind symmetrisch zur Mittelachse mit einem Abstand von 30 cm angeordnet. Bei Ausnutzung der bei der Versuchskonzeption erzeugten Symmetrien kann auch hier bei der Modellierung das Gesamtsystem auf ein viertel Modell reduziert werden, wodurch nur drei Ladungen erfasst werden müssen. Aus der folgenden Abbildung 6-16 sind die Materialzuweisungen, die Aufnehmerpositionen und Einzelheiten der Geometrie zu entnehmen. Der Bereich des Betons und der Dämmung wird durch Lagrange-Elemente und die Ladung durch Euler-Elemente modelliert, wobei die Zündpunkte im jeweils obersten, mittig gelegenen, Sprengstoffelement liegen.

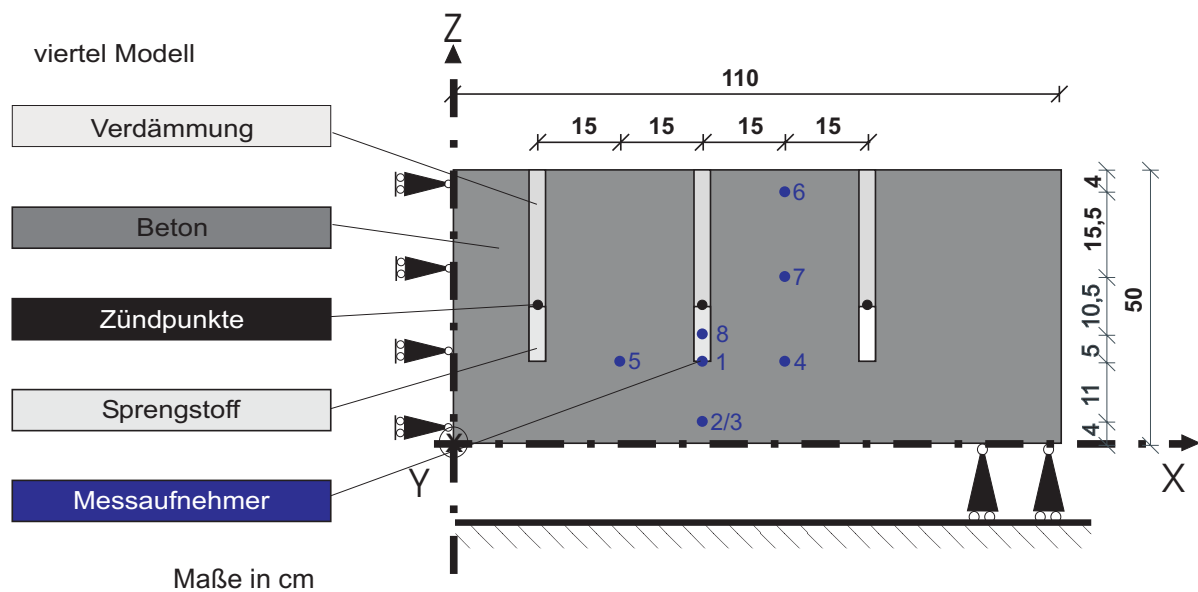


Abbildung 6-16 Prinzipische Skizze zur Modellierung des Balkens VK4

Das Finite-Elemente-Netz setzt sich aus 960 Elementen für den Sprengstoff und 31 380 Elementen für den Beton zusammen. Das für die Rechnung notwendige, aus 5 952 Elementen bestehende, Euler-Hintergrundnetz ist aus Gründen der Übersichtlichkeit in der folgenden Abbildung 6-17 nicht dargestellt.

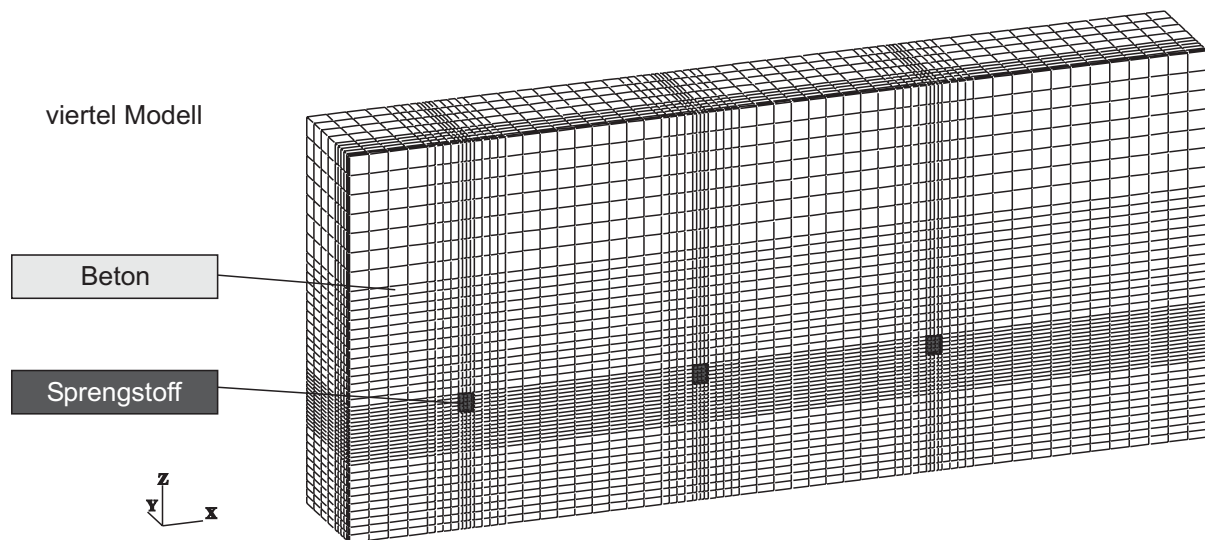


Abbildung 6-17 Finite-Elemente-Netz zur Simulation des Balkens VK4

Im Verlauf der Simulation baut sich nach der synchronen Zündung der Bohrlochladungen in den Sprengstoffelementen der Druck auf, und die Detonationsfront erreicht nach etwa $4 \mu\text{s}$ die Betonoberfläche und erzeugt dort die maximale Beanspruchung des Betons. In der numerischen Simulation wird für das Rechenelement des Sensors AB1, der sich in 1 cm Tiefe direkt unter der Bohrlochladung befindet, ein maximaler Druck im Beton von etwa 660 MPa nach ungefähr $7 \mu\text{s}$ nach der Zündung berechnet. In der nachfolgenden Zeit breiten sich die Schockwellenfronten im Beton kugelförmig um die Bohrlöcher aus. So wird der maximale Druck der Wellenfront des dem Sensor AB2 entsprechenden Rechenelementes, das sich im Abstand von 11 cm unter dem Bohrloch an der Balkenunterseite befindet, nach $35 \mu\text{s}$ nach Zündung zu etwa 20 MPa berechnet.

Kurze Zeit später, bei etwa $45 \mu\text{s}$ nach Zündung, stoßen die Druckwellenfronten benachbarter, sich gegenseitig beeinflussender Bohrlöcher aufeinander und überlagern sich (siehe Abbildung 6-18). Somit ergibt sich zu dieser Zeit für das Rechenelement des vergleichbaren Sensors AB4 ein maximaler Druck von etwa 26 MPa.

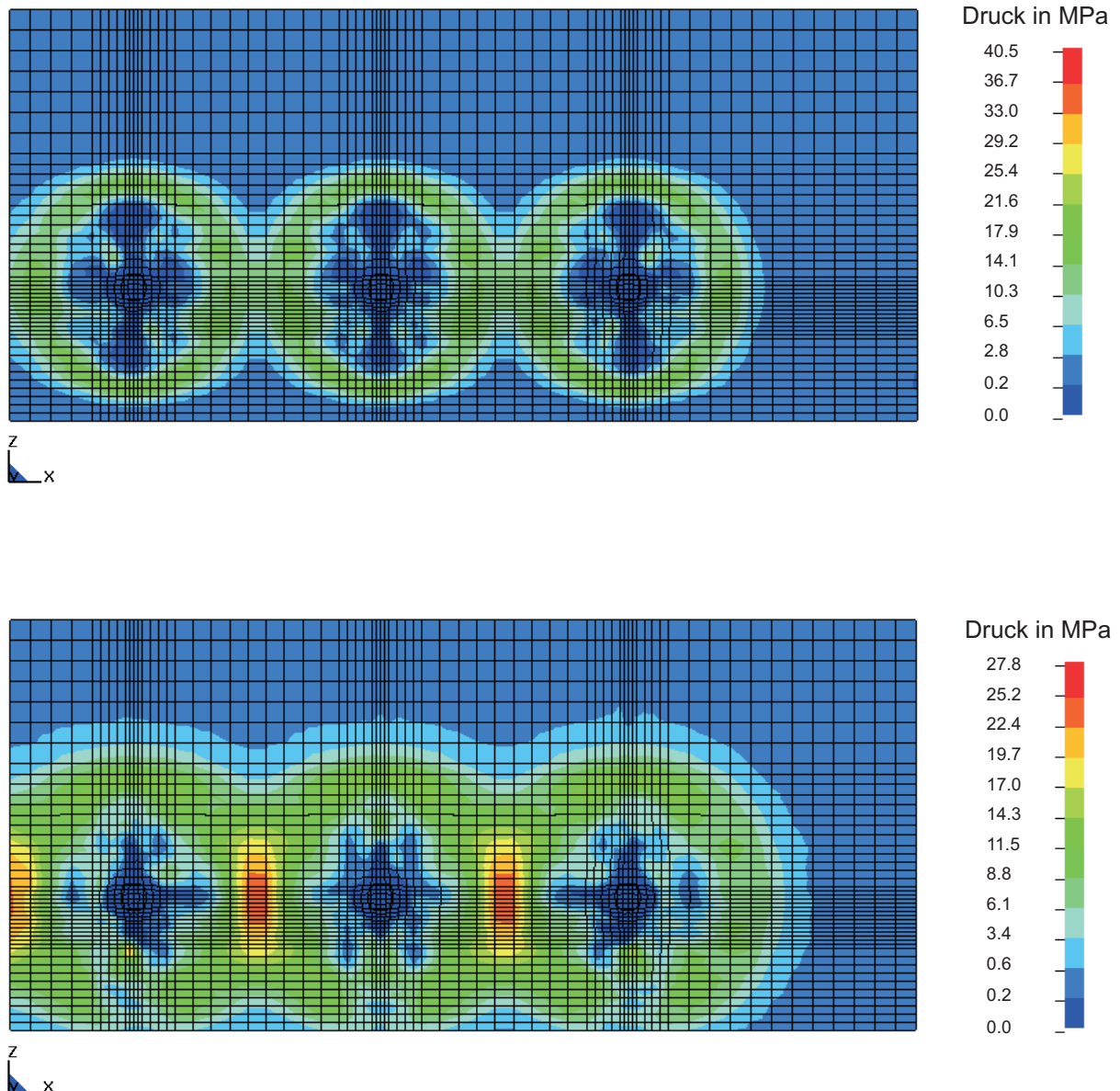


Abbildung 6-18 Überlagerung der Druckwellenfronten zweier benachbarter Bohrlöchladdungen nach $35 \mu\text{s}$ (oben) und $45 \mu\text{s}$ (unten)

In der Vergleichsrechnung für den Versuchskörper VK2, einem Betonbalken mit gleichen Außenabmessungen, der jedoch nur durch 2 Bohrlochladungen belastet wird (siehe Abschnitt 6.2), ergibt sich für das nur durch eine Bohrlochladung belastete Rechelement des entsprechenden Sensors zu ungefähr der gleichen Zeit ($t = 44 \mu\text{s}$) ein maximaler Druck von ungefähr 13 MPa und somit lediglich die Hälfte des Druckes, der im Bereich zwischen zwei Ladungen entsteht. Dies belegt, dass in der Mitte zweier benachbarter Bohrlöcher eine Druckwellenüberlagerung im Beton stattfindet, die den Beton zusätzlich schädigt und somit das globale Versagen des Balkens einleitet.

Die Ergebnisse der Rechnung zum Balken VK4 sind in der Tabelle 6-1 für die ausgewählten Rechelemente, die den Positionen der Messaufnehmer im Versuch entsprechen, zusammengefasst und den Messergebnissen gegenübergestellt. Es ist jeweils der im Element berechnete maximale Druck zusammen mit der Zeit nach Zündung der Bohrlochladungen angegeben.

Messaufnehmer Balken VK4		AB1	AB2	AB3	AB5	AB8	AB7
Abstand [cm]		1	11	16	15	12	22
Versuch	maximaler Druck [MPa]	746	24	19	22	11	8,4
	Zeit nach Zündung [μs]	7	39	44	32	56	44
Rechnung	maximaler Druck [MPa]	660	20,0	26,5	18,3	12,3	8,1
	Zeit nach Zündung [μs]	7	39	44	33	57	43

Tabelle 6-1 Ergebnisse der Berechnung zu Balken VK 4 für die Elemente im Beton, die den Druckaufnehmern entsprechen, im Vergleich mit den Versuchsergebnissen

Die folgenden Abbildungen stellen den Ergebnissen aus der Simulation die Versuchsergebnisse, die mit den entsprechenden Sensoren registriert wurden, gegenüber. In der Abbildung 6-19 sind die Druckverläufe des Aufnehmers AB1 aus Rechnung und Versuch dargestellt. Man erkennt, dass der Maximaldruck gut abgebildet wird, wobei jedoch der Druckabfall im Versuch sehr viel langsamer vonstatten geht. Die Ursachen hierfür liegen im für den Beton verwendeten Schädigungsmechanismus, der sicher noch weiter verbessert werden kann.

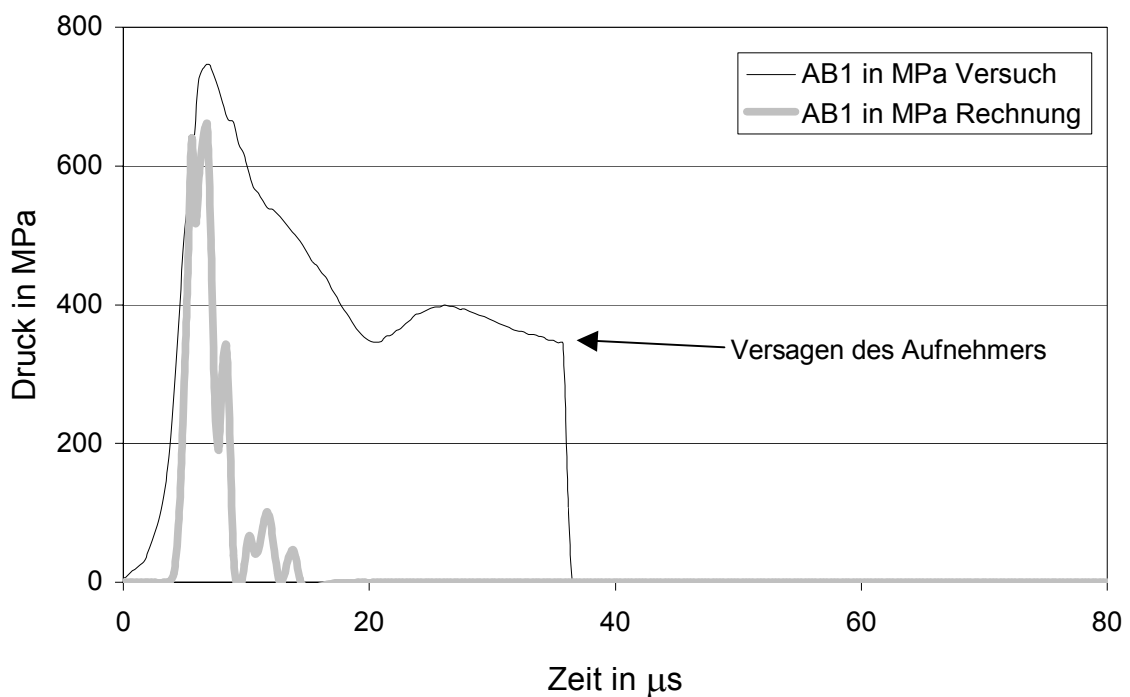


Abbildung 6-19 Vergleich der Druckverläufe aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB1

Die beiden folgenden Abbildungen zeigen die Druckkurven für die Sensoren AB5 und AB8. Es ist ebenfalls eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse, mit ähnlichen Abweichungen wie bereits oben beschrieben, zu erkennen. Beide Sensoren befinden sich weiter entfernt von der Ladung und man erkennt bei den gemessenen Kurven schon gut den Anteil des Rauschens. Geringere Drücke wie die dargestellten sind nicht auflösbar und können somit nicht zum Vergleich herangezogen werden.

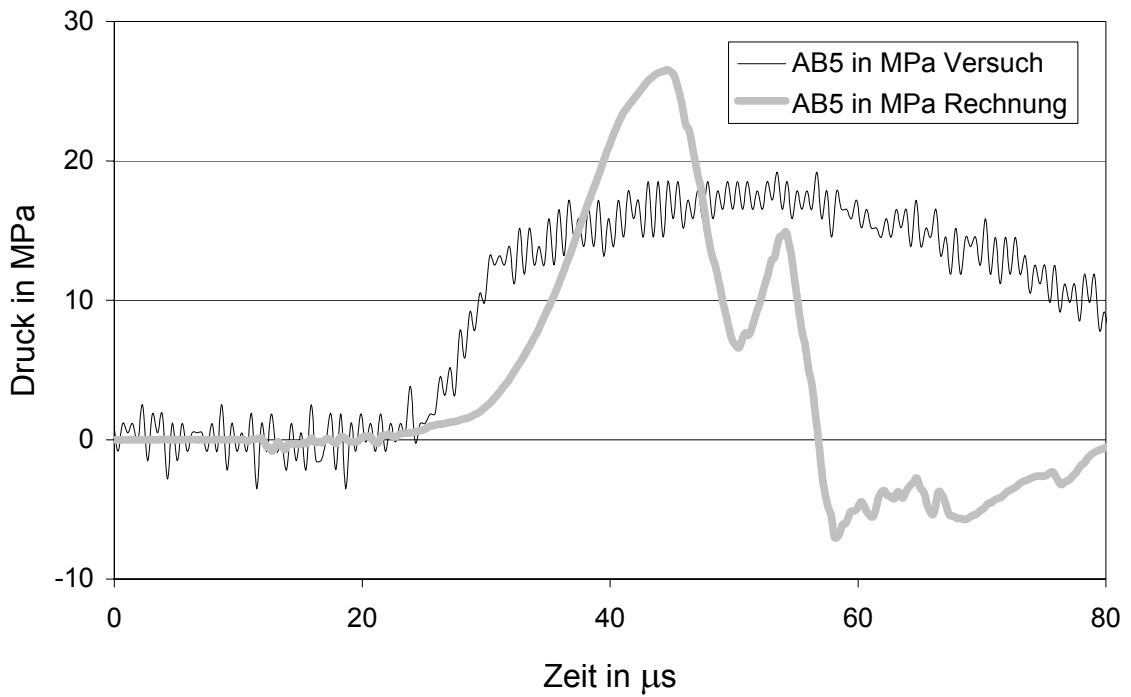


Abbildung 6-20 Vergleich der Druckverläufe aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB5

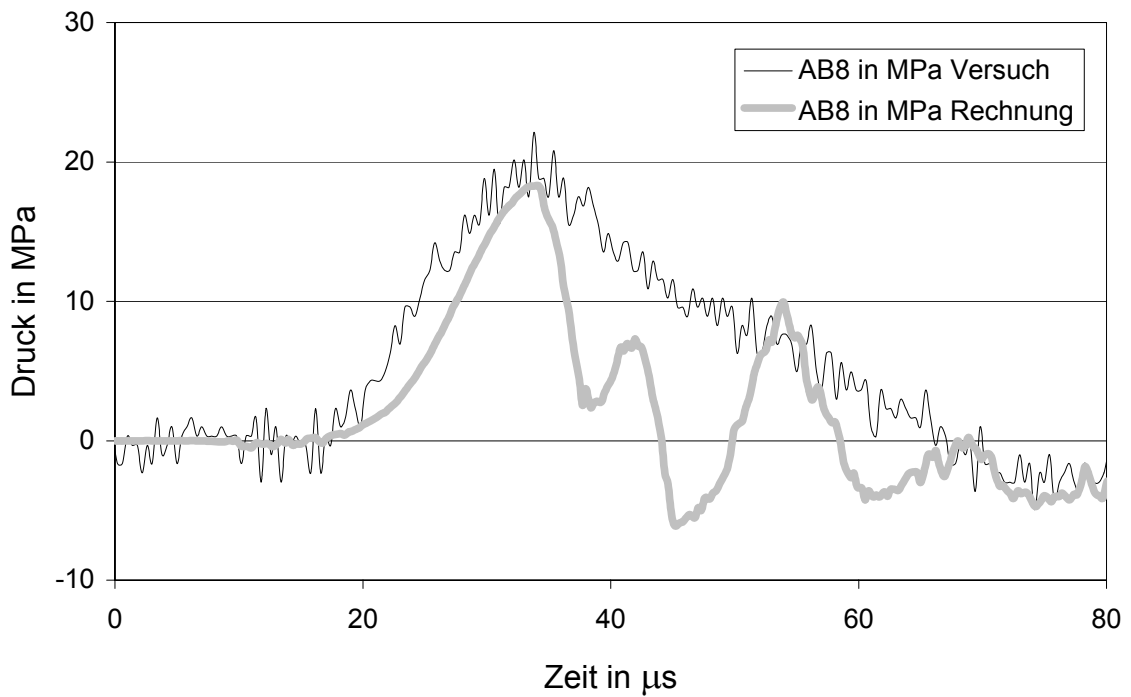


Abbildung 6-21 Vergleich der Druckverläufe aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB8

6.5 Experimenteller Aufbau – Stützenversuch

Da bei Sprengungen im Stadtgebiet der Einwirkung auf die nähere Umgebung eine besondere Bedeutung zu kommt, wurde ein weiterer Versuch konzipiert, der einen Aspekt dieser Einwirkungen auf die Umgebung abdeckt.

Um die Einwirkung durch den durch die Luft übertragenen Druck zu simulieren, wurde der Aufbau so gewählt, dass eine runde Stütze eines Durchmessers von 30 cm und einer Länge von 165 cm mittig angesprengt und der Luftdruck in der näheren Umgebung gemessen werden konnte. Eine Vereinfachung der rechnerischen wurde dadurch erreicht, dass der Versuch axialsymmetrisch aufgebaut (siehe Abbildungen 6-30 und 6-31) ist. Um einen Splitterschutz und gleichzeitig eine Möglichkeit zur Positionierung der Luftdruckaufnehmer zu haben, wurde zuerst eine Bodenplatte und anschließend die Stütze in eine vorgespannte Betonzylinderschale mit einem Innendurchmesser von 150 cm betoniert. Die Stütze wird oben von einem Stahlkreuz gehalten.

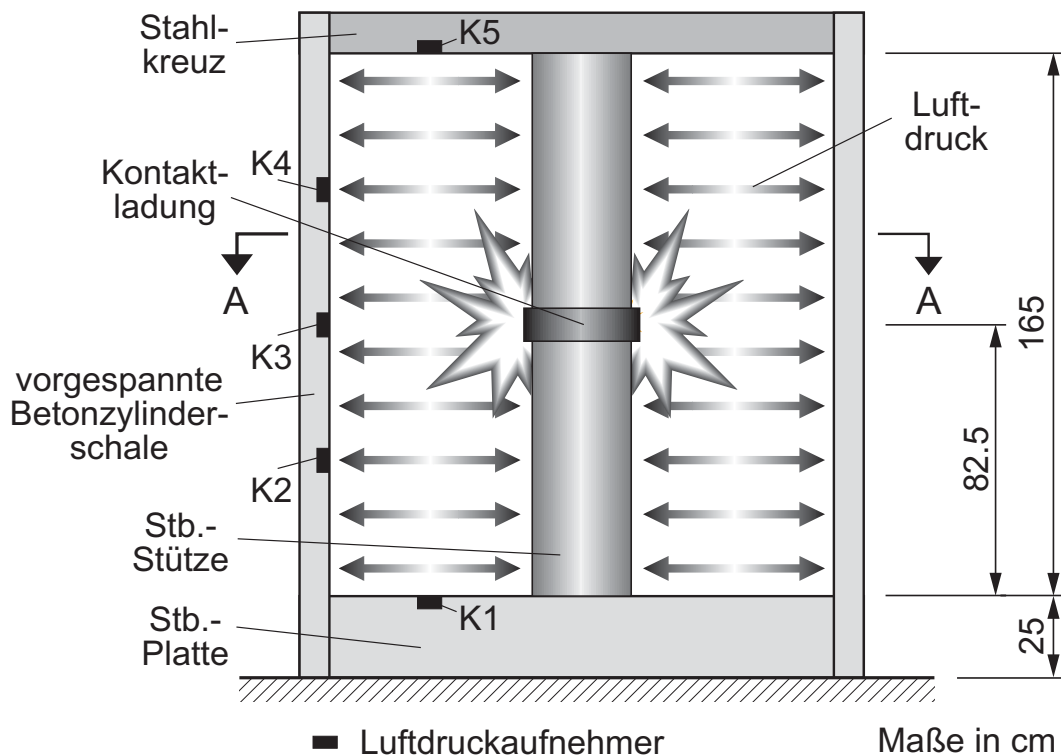


Abbildung 6-22 Prinzipskizze des Stützenversuchs, Vertikalschnitt

Schnitt A - A

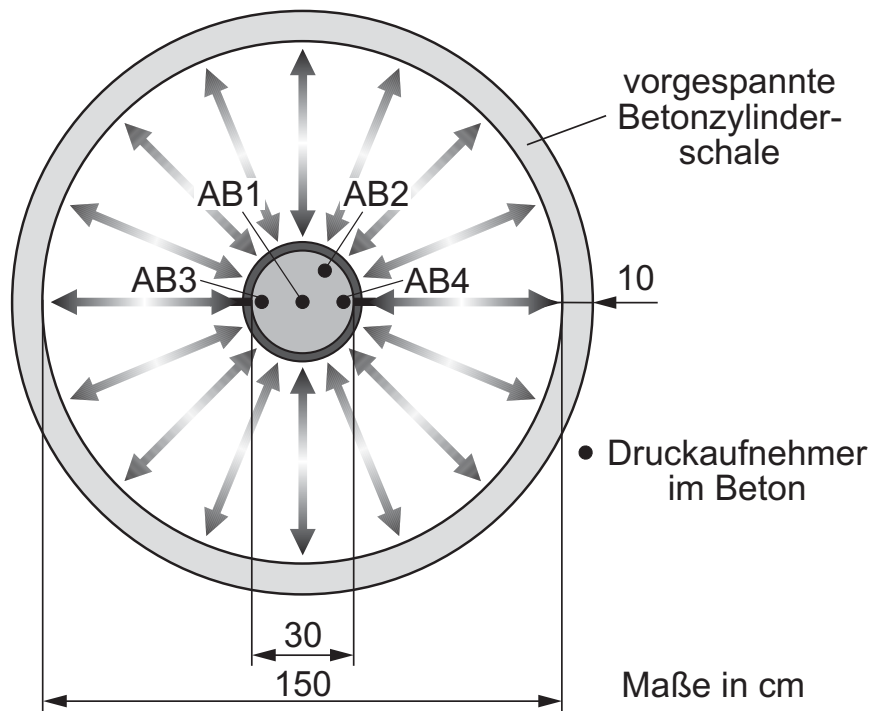


Abbildung 6-23 Prinzipskizze des Stützenversuchs, Horizontalschnitt in Höhe der Ladung

Die entstehenden Drücke im Beton der Stütze wurden auch bei diesem Versuch mit Kohle-Masse-Widerständen gemessen, deren Anwendungsweise bereits im Abschnitt 4.2 genauer dargestellt wurde und die, mit Ausnahme des Sensors AB2, der 2,5 cm über der Mittelebene der Stütze positioniert war, sich in der Mittelebene der Stütze auf einer Höhe von 82,5 cm befanden und im direkten Einwirkungsbereich der Sprengladung angeordnet waren.

Wie bereits erwähnt, wurden außer den Betondrücken auch noch die entstehenden Luftdrücke in der Nähe der Ladung gemessen. Hierzu wurden Durchführungen in der Zylinderschale, dem Stahlkreuz und der Bodenplatte mit Luftdruckaufnehmern des Typs 603B der Firma Kistler bestückt. Es handelt sich bei diesem Typ um Quarzkristall-Aufnehmer, die für einen Druckbereich von 0 – 200 bar ausgelegt sind.

Die genaue Anordnung der Luftdruckaufnehmer kann der folgenden Abbildung 6-24 entnommen werden.

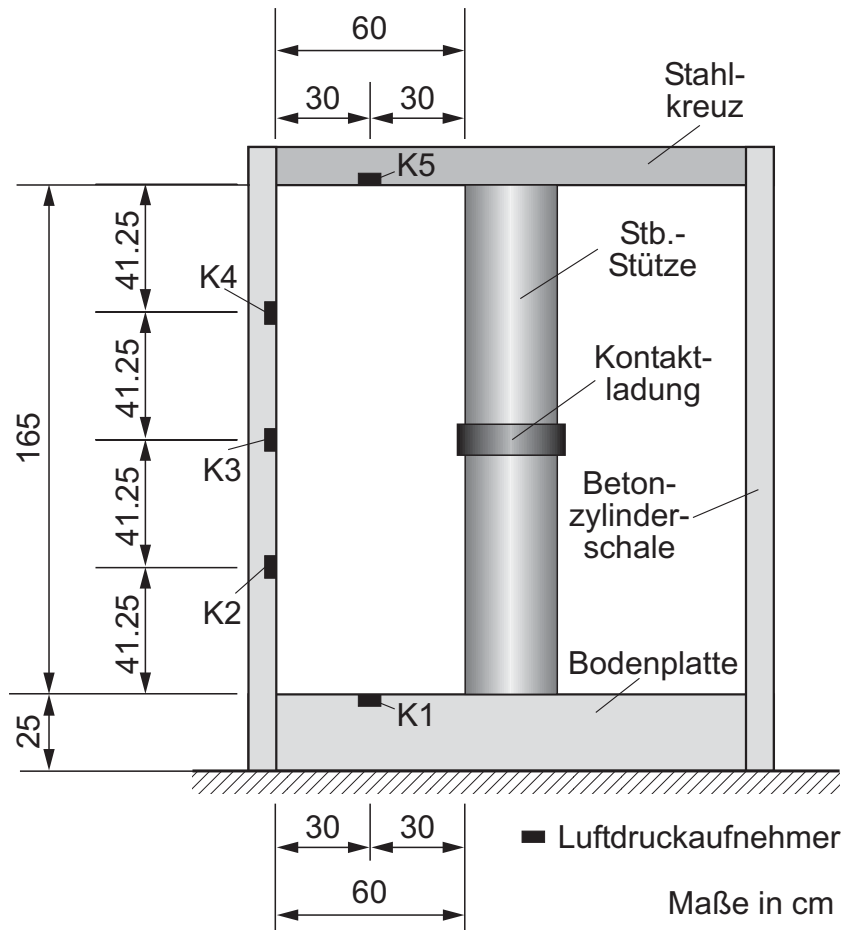


Abbildung 6-24 Anordnung der Luftdruckaufnehmer in der Umgebung der Stütze

Die Stütze wurde realistisch bewehrt und in einer Bodenplatte aus Beton fest verankert (siehe Abbildung 6-25). Sowohl die Bodenplatte als auch die Stütze bestand aus einem Beton der Festigkeit eines B35.

Als Splitterschutz wurde ein vorgespannter Betonzylinder mit einem Innendurchmesser $d = 150$ cm benutzt. Der Kopf der Stütze wurde durch ein Stahlkreuz gehalten, dessen Fläche ungefähr ein Drittel der Kreisfläche bedeckte, so dass Gas nach oben ausströmen konnte.

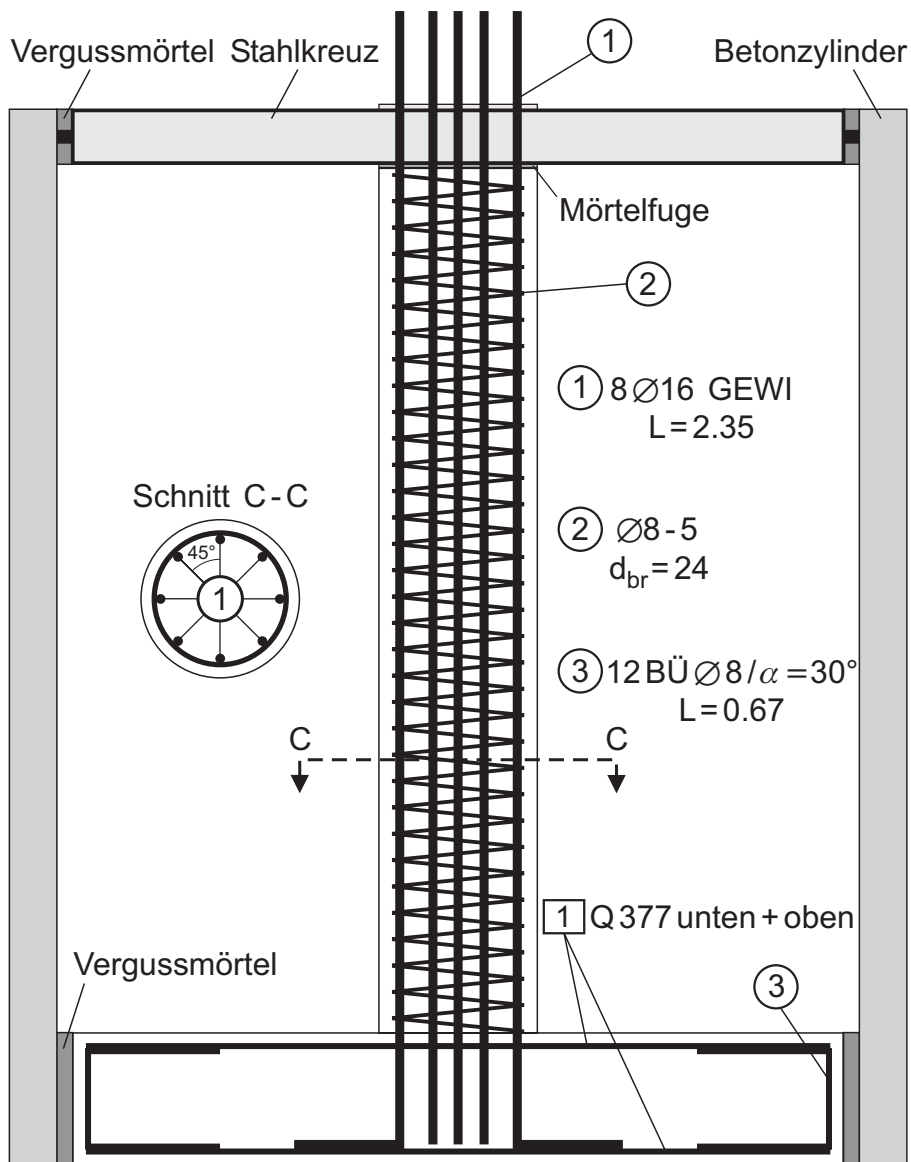


Abbildung 6-25 Bewehrung Stützenversuch

Die aus 500 g Seismoplast 1 bestehende Ladung wurde auf der halben Höhe der Stütze als so genannte Bauchbinde angebracht. Um die Ladung anbringen zu können, wurden zwei Kunststoffringe hergestellt, die so um die Stütze gespannt wurden, dass der knetbare Sprengstoff zwischen den Ringen eingedrückt werden konnte und somit ein Sprengstoffring konstanter Geometrie entstand. Nach Anbringen der Ladung wurden die Kunststoffringe wieder entfernt, während die Ladung an der Stütze haften blieb. Der Zünder wurde in den Sprengstoff eingedrückt (siehe Abbildung 6-26).

6.6 Versuchsergebnisse – Stützenversuch

Die Schädigung der Stütze bestand vor allem aus Abplatzungen der Betonüberdeckung im Bereich von ca. 20 cm über und unter der Ladung (siehe Abbildung 6-26). Des Weiteren konnten Risse innerhalb der Wendelbewehrung in diesem Bereich festgestellt werden.

Die Bewehrung selbst war an einer Stelle gerissen, so dass die Stabilität der Stütze stark geschwächt wurde. In regelmäßigem Abstand von ca. 20 cm waren entlang der Längsachse der Stütze weitere Risse infolge der Zugbelastung durch den Luftwiderstand des Stahlkreuzes entstanden (siehe Abbildungen im Anhang K).

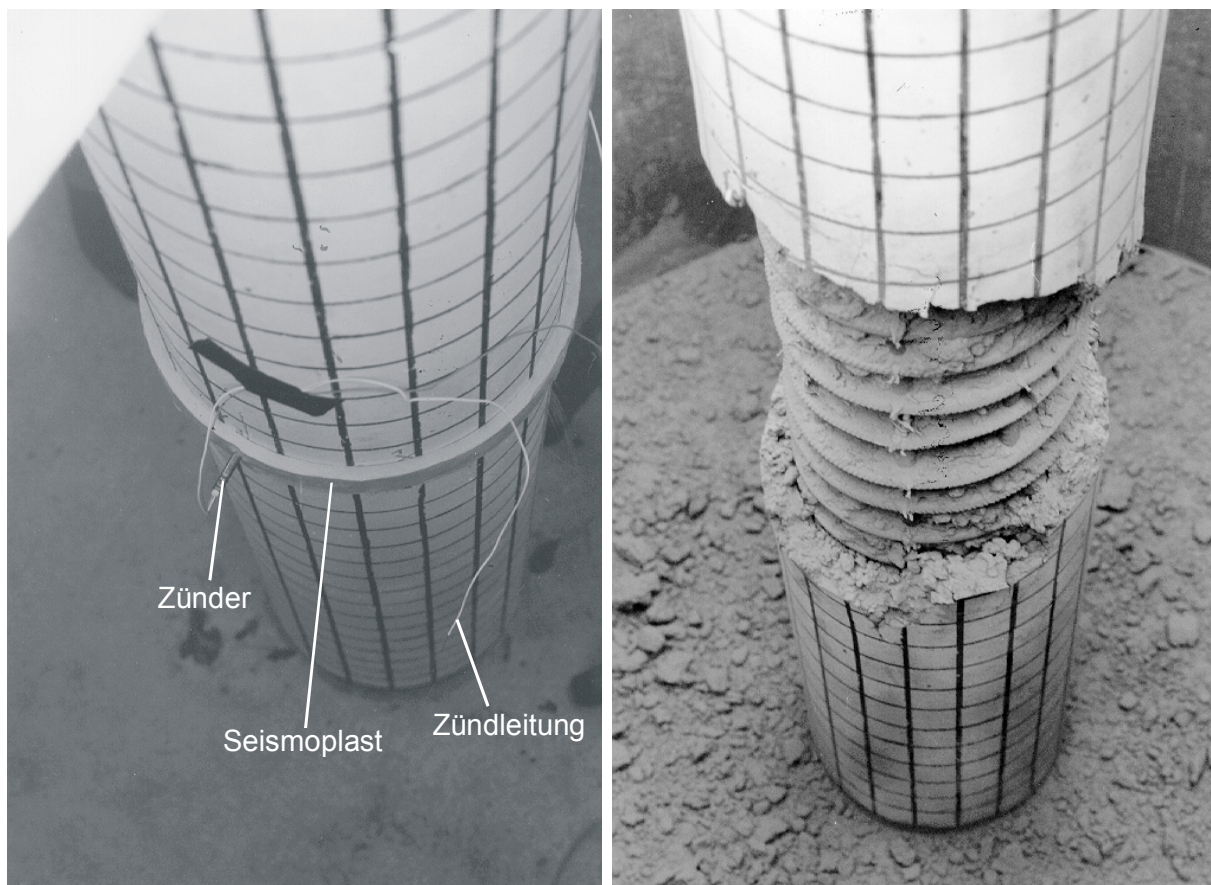


Abbildung 6-26 Stütze vor Versuch (links) und Sprengergebnis (rechts)

Bei diesem Stützenversuch wurden einerseits die entstehenden Drücke im Beton in dem von der Ladung umschlossenen Bereich wiederum mit Kohle-Masse-Aufnehmern und andererseits der entstehende Luftdruck gemessen, der auf den umgebenden Zylinder, die Bodenplatte und das Stahlkreuz einwirkte.

Die Druckaufnehmer im Beton, die in der Abbildung 6-23 durch Punkte (AB1 – AB4) angedeutet sind, befanden sich an vier verschiedenen Positionen. Drei dieser Aufnehmer befanden sich im Abstand von 2,5 cm unter der Kontaktfläche von Sprengstoff und Stahlbeton, zwei davon vertikal mittig angeordnet an gegenüberliegenden Punkten (AB3 und AB4), der dritte auf Höhe der Oberkante der Ladung (AB2). Ein weiterer Aufnehmer (AB1) befand sich im Stützenzentrum und sollte den dort durch den umgebenden Beton stark abgeminderten Druck registrieren.

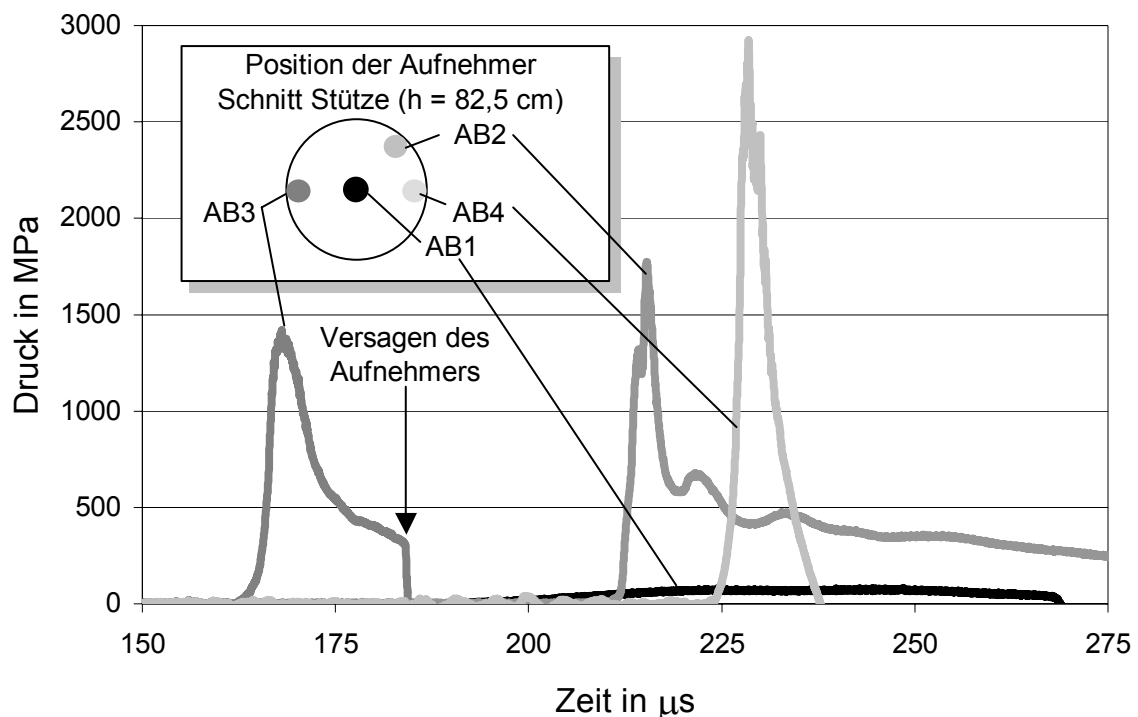


Abbildung 6-27 Messkurven der Drücke im Beton

Die Drücke an den Messpunkten nahe der Oberfläche erreichten Maximalwerte von 1400 MPa bis 2800 MPa und 80 MPa in der Mitte der Stütze (siehe Abbildung 6-27). Wird die dargestellte Positionierung der Aufnehmer berücksichtigt, kann das Laufen der Welle um die Stütze herum gut nachvollzogen werden. Der Sensor AB4 liegt an dem Punkt, bei dem die beiden umlaufenden Detonationswellen sich konstruktiv überlagern und zeigt somit den größten Druck an. Es wird außerdem beobachtet, dass der Druck am Ort des Zünders (bei Aufnehmer AB3) noch nicht voll entwickelt ist, denn nach einer gewissen Laufstrecke (bei Aufnehmer AB2) ist der Spitzendruck der Detonationswelle deutlich angewachsen. Er beträgt hier 1800 MPa.

Im Zentrum der Stütze war der Sensor AB1 positioniert, an welchem die verzögerte Ankunft der abgeschwächten Welle beobachtet werden kann. Da aus allen Richtungen die Druckwelle um die Laufzeit der Detonationsfront verzögert in das Stützenzentrum läuft, wurde hier ein langgezogener, fast konstanter Peak, der Größenordnung 80 MPa gemessen.

Die innerhalb des Zylinders gemessenen Luftdrücke sind in Abbildung 6-28 dargestellt. Von fünf verwendeten Aufnehmern, konnten nur an drei auswertbare Signale registriert werden. Der Aufnehmer K3 auf Höhe der Ladung ($h = 82,5 \text{ cm}$), der im direkten Abstand von 60 cm in der Zylinderwand angebracht war, registrierte erwartungsgemäß den höchsten Druck mit 73 bar. Auf halber Höhe zwischen dem ersten Aufnehmer und der Bodenplatte befand sich ein weiterer ausgewerteter Sensor (K2), der seinen Spitzenwert von 34 bar etwa 200 μs später erreichte.

Des weiteren war der Aufnehmer K5 im Stahlkreuz angebracht, der den Druck des ausströmenden Gases gemessen hat. Dieser Aufnehmer sprach gleichzeitig mit dem Sensor K2 einen vergleichbaren Druck an und zeigte zudem nach weiteren 500 μs einen zweiten Peak von etwa 15 bar, der von der Reflexion der Luftdruckwelle an der Bodenplatte herrührte. Am Verlauf der Luftdruckkurve dieses Sensors kann prinzipiell auch das Entstehen von Unterdruck durch das aus dem Zylinder ausströmende Gas erkennen. Da die Aufnehmer allerdings für den Fall von Unterdruck nicht kalibriert sind, werden falsche Absolutwerte von mehreren bar im negativen Bereich gemessen.

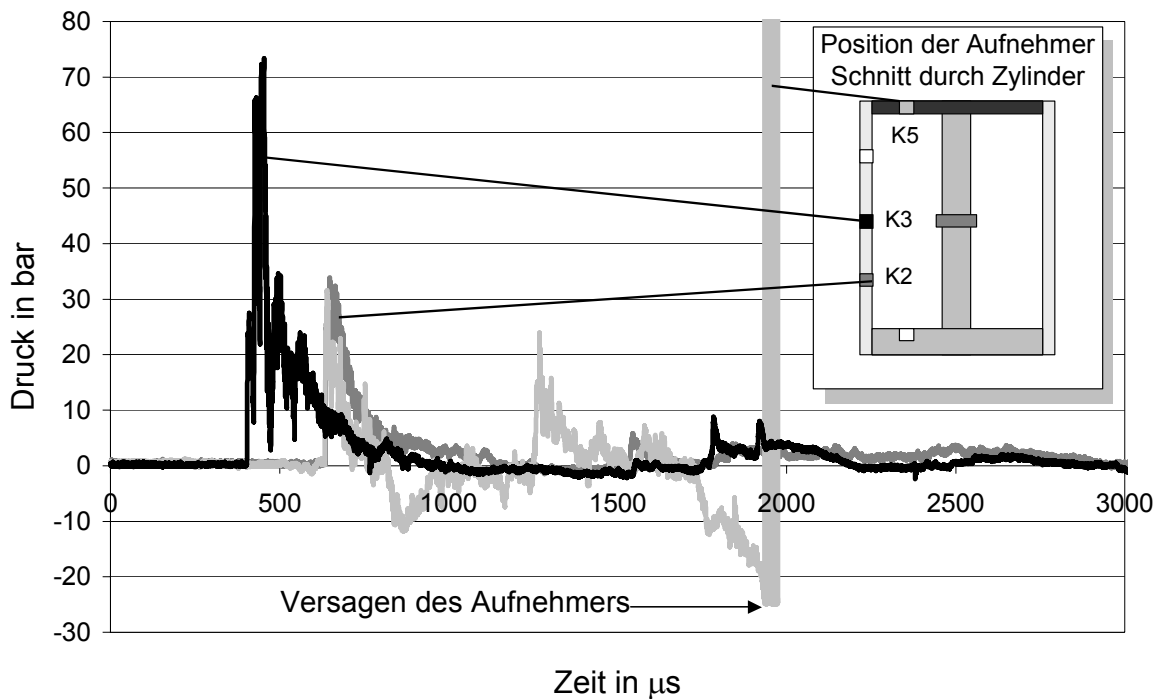


Abbildung 6-28 Messwerte der Luftdrücke in der Umgebung

Die gezeigten Luftdruckverläufe weisen gut die zu erwartende Gestalt einer Detonationswelle in der Luft auf (Abbildung 6-29, [7], [66]). Die Druckwelle über der Zeit dargestellt zeigt nach dem Eintreffen des Druckpeaks einen schnellen Abfall und eine darauffolgende negative Phase, die Unterdruck bedeutet.

Die Explosionsgase selbst breiten sich nur in einem Radius aus, der maximal dem 10 bis 12-fachen Radius bzw. der Dicke der Ladung entspricht. Diese sich ausbreitenden Explosionsgase komprimieren wiederum die umgebende Luft und setzen damit eine Kompressionswelle in Gang, die bis in große Abstände zur Ladung nachgewiesen werden kann. Diese Welle wird auch als Stoßwelle bezeichnet. Sie bewegt sich aufgrund ihrer Anfangsenergie, die sie von der Detonationswelle übertragen bekommen hat und gibt diese Energie im Verlauf ihrer Ausbreitung wieder ab. Die Energie wird in die Erwärmung der durchlaufenen Luft investiert, deren Volumen immer mehr zunimmt, da sich die Stoßwelle kugelförmig ausbreitet. Somit nimmt die Energiemenge pro Volumeneinheit immer weiter ab.

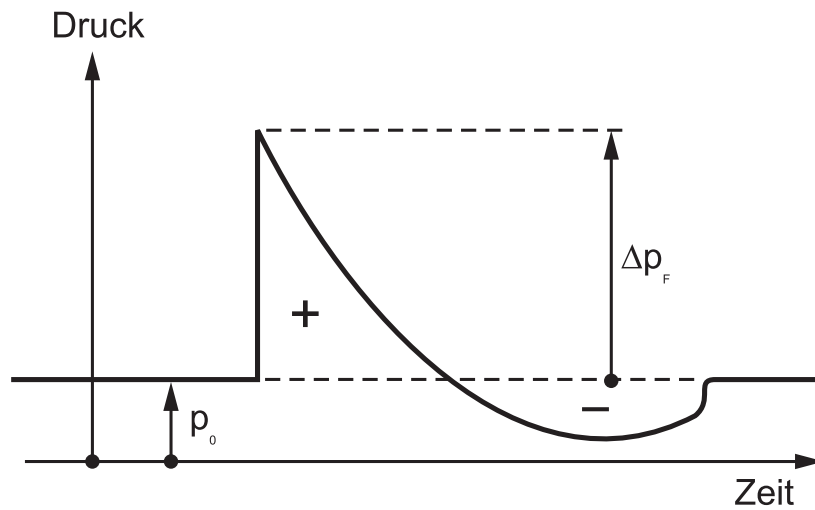


Abbildung 6-29 Form einer idealen Detonationswelle in Luft [66]

Möchte man nun eine Abschätzung des zu erwartenden Luftdrucks machen, so ergibt die Berechnung nach Sadowski [66] eine gute Näherung, wobei die Ladung im Fall der Stütze als aufgelegte Ladung betrachtet werden kann.

Die Formulierung für den Druck Δp_F lautet dann:

$$\Delta p_F = A_1 \frac{U_S}{U_T} \frac{q}{R^3} + A_2 \frac{U_S}{U_T} \frac{q^{2/3}}{R^2} + A_3 \frac{U_S}{U_T} \frac{q^{1/3}}{R} \quad \text{Gleichung 6-1}$$

Wobei q die Ladungsmasse, R der Abstand zur Ladung und U_T die spezifische Energie des Sprengstoffes Trotyl ist, für den diese Formulierung ursprünglich aufgestellt wurde, und dessen Parameter direkt in die Bildung der Vorfaktoren eingehen. Um diese Formulierung allgemeingültig anwenden zu können, muss man die spezifische Energie U_S des tatsächlich verwendeten Sprengmittels mit U_T ins Verhältnis setzen. Die Faktoren A_1 , A_2 und A_3 beinhalten die Einheiten, die die Dimensionsbilanz dieser Gleichung erfüllen.

Für den Fall der aufgelegten Ladung wird von der doppelten Ladungsmenge ausgegangen. Daraus resultierend sind die Zahlenwerte der Faktoren folgendermaßen zu wählen:

$$A_1 = 14 \quad A_2 = 4,3 \quad A_3 = 1,1 \quad \text{Gleichung 6-2}$$

Um die Ankunftszeit einer Stoßwelle bestimmen zu können, muss man die Charakteristik der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Stoßwelle kennen ([66], [42]). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit ist umso größer als die Schallgeschwindigkeit c , je größer der Überdruck an der Wellenfront ist.

Auf der hydrodynamischen Theorie basierende Berechnungen ergeben für die Stoßwellengeschwindigkeit v_{St} :

$$v_{St} = c \sqrt{1 + 0,83 \frac{\Delta p_F}{p_0}} \quad \text{Gleichung 6-3}$$

wobei p_0 den Luftdruck vor Eintreffen der Druckwelle darstellt. Die Schallgeschwindigkeit hängt wiederum von der Lufttemperatur ab, kann aber für eine Abschätzung mit $c = 330$ m/s angenommen werden. Man sieht leicht, dass die Geschwindigkeit der Wellenfront mit dem fallenden Druck ständig abnimmt und sich der Schallgeschwindigkeit annähert. Eine Näherungsberechnung kann man durchführen, indem man den Druck auf halbem Wege berechnet, daraus die mittlere Geschwindigkeit v_{St} ermittelt und daraus für den gesamten Weg die Laufzeit der Stoßwelle berechnet.

Die folgende Tabelle 6-2 gibt einen Überblick über die von der Theorie abgeschätzten Werte für die Druckpeaks und Ankunftszeiten der Stoßwelle beim Stützenversuch und stellt diesen die aus den Messkurven bestimmten Werte gegenüber.

Aufnehmer	R [m]	$\Delta p_{F, \text{Mess}}$ [bar]	$\Delta p_{F, \text{Theorie}}$ [bar]	Ankunftszeit t_{Mess} [μs]	Ankunftszeit t_{Theorie} [μs]
K2	0,60	34	32	620	419
K3	0,73	73	55	420	263
K5	0,88	32	20	620	640

Tabelle 6-2 Vergleich der theoretisch bestimmten Werte mit den Ergebnissen der Luftdruckmessung beim Stützenversuch

Bei der Gegenüberstellung der berechneten und der gemessenen Werte sieht man, dass die Abschätzung für die Druckpeaks relativ gut ist. Beim Vergleich der Ankunftszeiten muss man berücksichtigen, dass die Verzögerungszeit des Zünders nicht genau bekannt ist, so dass die Absolutzeit bzw. das erste Eintreffen der Druckwelle schlecht herangezogen werden kann. Nimmt man jedoch die Differenzzeit zwischen dem Ansprechen von K2 und K3, dann bestätigt der Versuch den abgeschätzten Laufzeitunterschied doch sehr gut.

Um wirkliche Dimensionierungsempfehlungen für die Praxis geben zu können, müssten umfangreichere Versuchsserien, die sich noch mehr an der praktischen Bemessung der Bauteile orientieren, realisiert werden. Die durchgeführte Luftdruckmessung in der Umgebung des Abbruchobjekts könnte bei einer Bestätigung durch weitere Versuche als Grundlage für die Bemessung von Innenraumsprengungen dienen, wie sie etwa beim Rückbau von kontaminierten Bauten zur Anwendung kommen können.

6.7 Finite-Elemente-Simulation des Stützenversuchs

Bei der im Folgenden beschriebenen Simulation des Stützenversuchs, die auf der Basis der im vorigen Abschnitt 6.6 vorgestellten Versuchsergebnisse ebenfalls von Plotzitz [65] durchgeführt wurden, wurde die Bewehrung auch in der Rechnung berücksichtigt, da sie bei diesem Versuch realistisch gewählt war und somit nicht vernachlässigt werden konnte (siehe Abschnitt 6.5). Der Simulation liegt das in Abbildung 6-30 dargestellte halbe Modell zugrunde, das die Symmetrie des Versuchsaufbaus zur Einsparung von Rechenzeit ausnutzt.

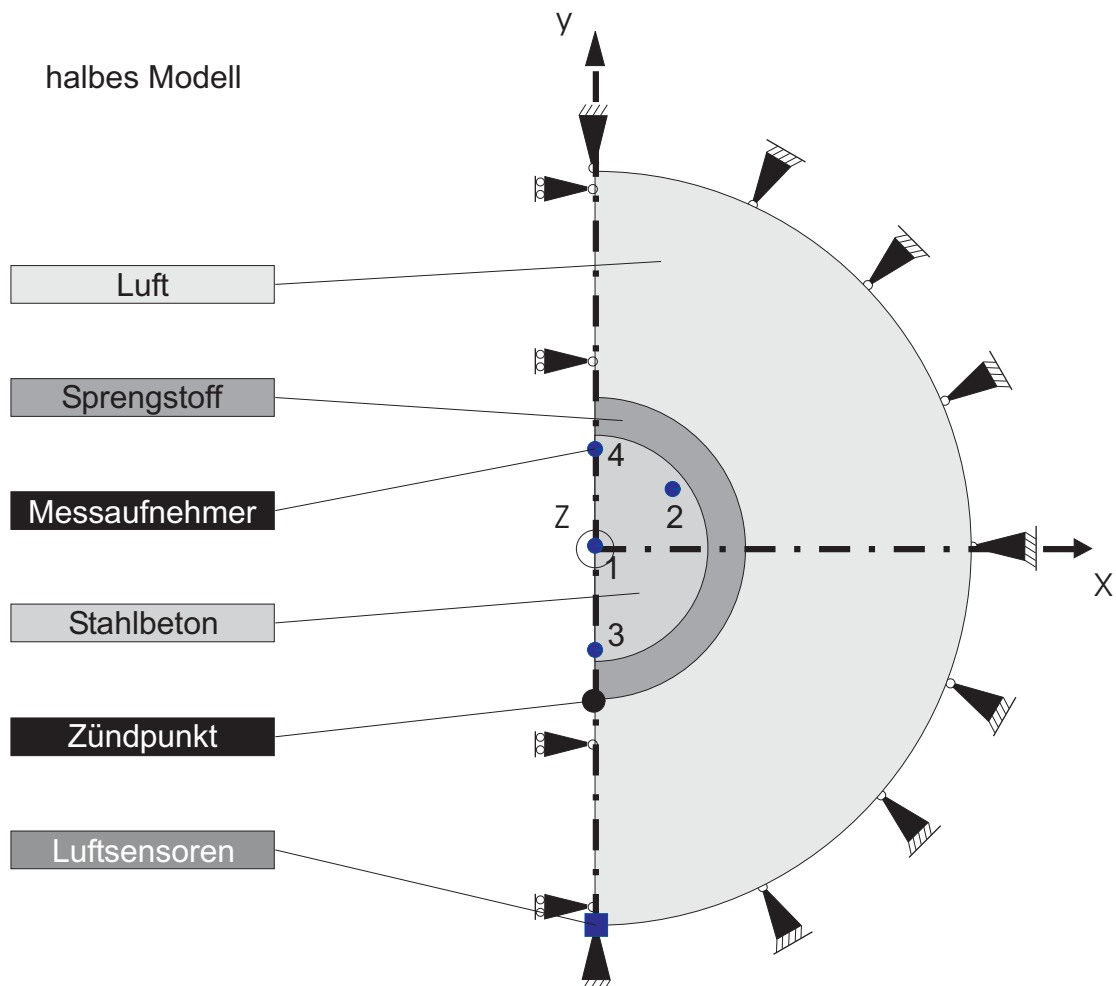


Abbildung 6-30 Prinzipskizze zur Materialzuweisung bei der Modellierung des Stützenversuchs, Horizontalschnitt in der Sprengstoffebene

Da beim Versuch auch die Luftdrücke in der Umgebung der Ladung gemessen wurden, wurde auch im Rechenmodell die Druckübertragung durch die umgebende Luft berücksichtigt. Die folgende Abbildung 6-31 zeigt die Diskretisierung der Stütze mit dem Sprengstoff und der umgebenden Luft, die durch starre Schalenelemente begrenzt wird, die den im Versuch als Splitterschutz und gleichzeitig als Aufnahme für die Luftdruckaufnehmer fungierenden Spannbetonzylinder simulieren. Die an den entsprechenden Stellen berechneten Luftdrücke werden mit den im Versuch ermittelten Druckwerten verglichen (siehe Tabelle 6-3). Es ist eine sehr gute Übereinstimmung sowohl in den Drücken als auch in den Ankunftszeiten der Druckwelle zu sehen.

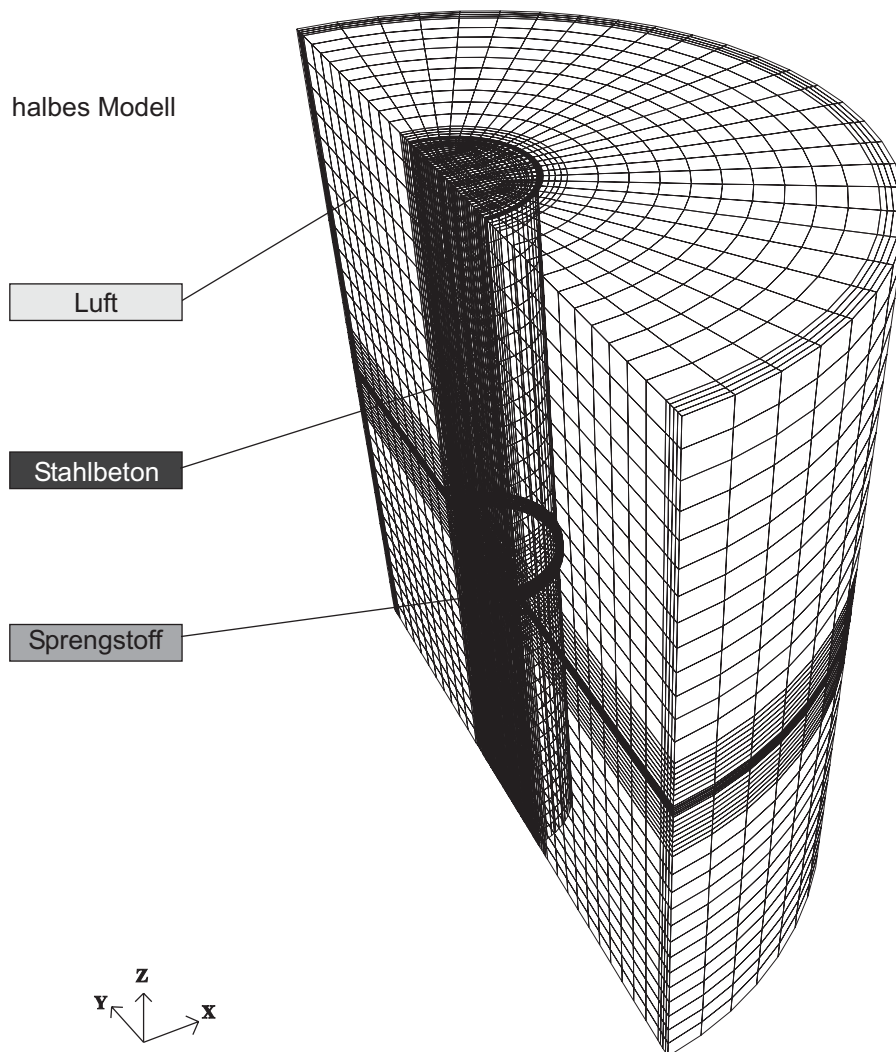


Abbildung 6-31 Finite-Elemente-Netz zur Simulation des Stützenversuchs mit Euler-Hintergrundnetz

Messaufnehmer in der Stützenumgebung		K2	K3	K5
Versuch	maximaler Druck [bar]	34	73	32
	Zeit nach Zündung [μ s]	498	295	491
Rechnung	maximaler Druck [bar]	35	72	31
	Zeit nach Zündung [μ s]	499	295	492

Tabelle 6-3 Vergleich der Luftdruckpeaks mit zugehörigen Zeitpunkten zwischen Versuch und Rechnung an den Sensorpositionen in der Stützenumgebung

In der folgenden Tabelle 6-4 sind die für den Beton berechneten Drücke den Messwerten aus dem Versuch gegenübergestellt. Hier ist ebenfalls eine hervorragende Übereinstimmung, auch bei den Ankunftszeiten, zu erkennen.

Messaufnehmer in der Stahlbetonstütze		AB1 ^{a)}	AB2	AB3	AB4
Versuch	maximaler Druck [MPa]	73	1.775	1.420	2.923
	Zeit nach Zündung [μ s]	30	65	18	78
Rechnung	maximaler Druck [MPa]	76	1.788	1.401	2.919
	Zeit nach Zündung [μ s]	36	65	20	78

^{a)} Bestimmung des mittleren maximalen Druckwertes, der über die Zeitdauer t diesen Druckwert beibehält.

Tabelle 6-4 Vergleich der Druckpeaks mit zugehörigen Zeitpunkten zwischen Versuch und Rechnung an den Sensorpositionen im Stahlbeton

Die Form der berechneten Druck-Zeit-Verläufe soll im Folgenden an einigen ausgewählten Sensorpositionen direkt mit den Messergebnissen verglichen werden. In Abbildung 6-32 ist der Druckverlauf am Aufnehmer AB1 dargestellt. Der Sensor befand sich im Stützenzentrum und man kann erkennen, dass die Simulation den Druckverlauf im Prinzip gut wiedergibt. Da die Detonationswelle die Stütze erst im Sprengstoff umläuft und somit verzögert von allen Seiten in den Beton eindringt, baut sich im Versuch der Druck im Stützenzentrum langsamer auf und der Druckanstieg wird durch die Inhomogenität des Betons verschmiert, was von der Rechnung unterschätzt wird. Das Auftreten des größten Druckwertes am Ende des Plateaus erklärt sich dadurch, dass sich beim Zusammenlaufen der beiden Detonationsfronten im Sprengstoff der höchste Druck durch konstruktive Überlagerung beider Detonationsfronten aufbaut und dann in den Beton eindringt. Dies ist gut aus den Versuchsergebnissen abzulesen, wenn man die Druckverläufe an den Sensoren AB3 (siehe Abbildung 6-33) und AB4 (siehe Abbildung 6-34) vergleicht, die ebenfalls von der Rechnung sehr gut wiedergegeben werden.

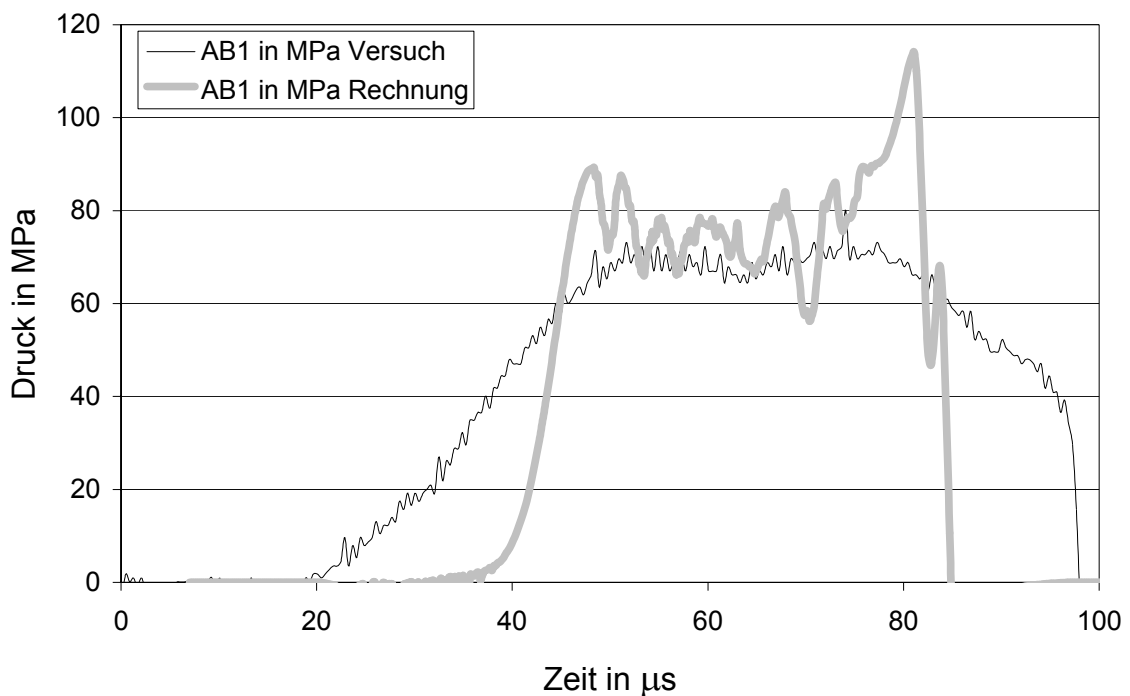


Abbildung 6-32 Vergleich der Druckverläufe im Beton aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB1

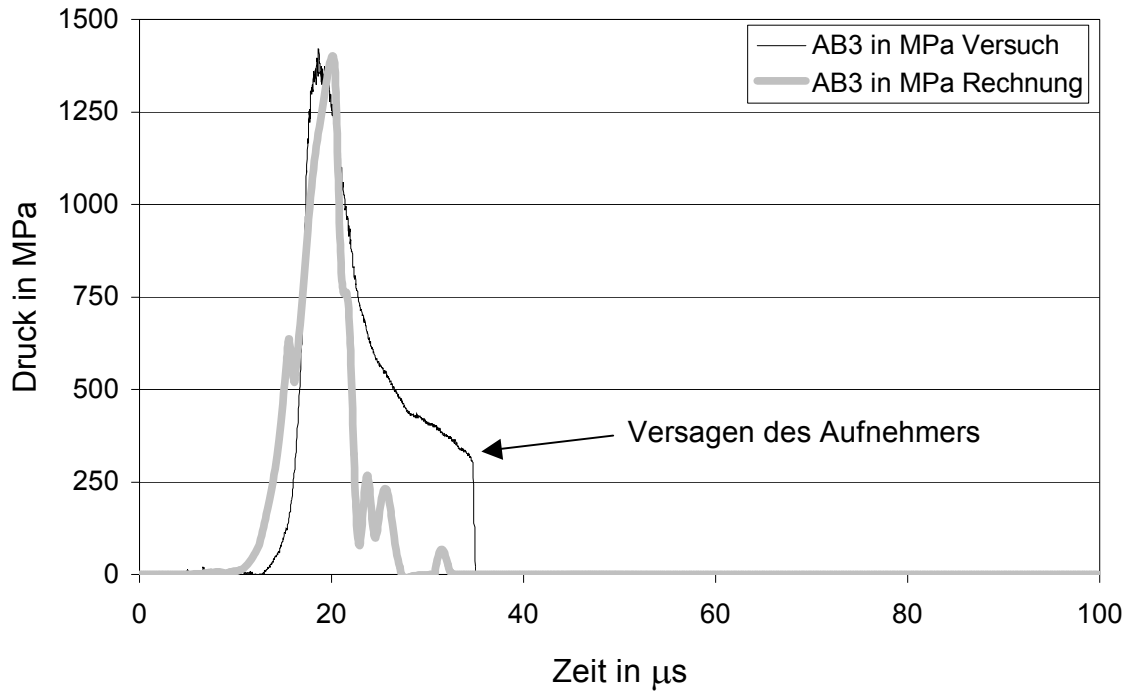


Abbildung 6-33 Vergleich der Druckverläufe im Beton aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB3

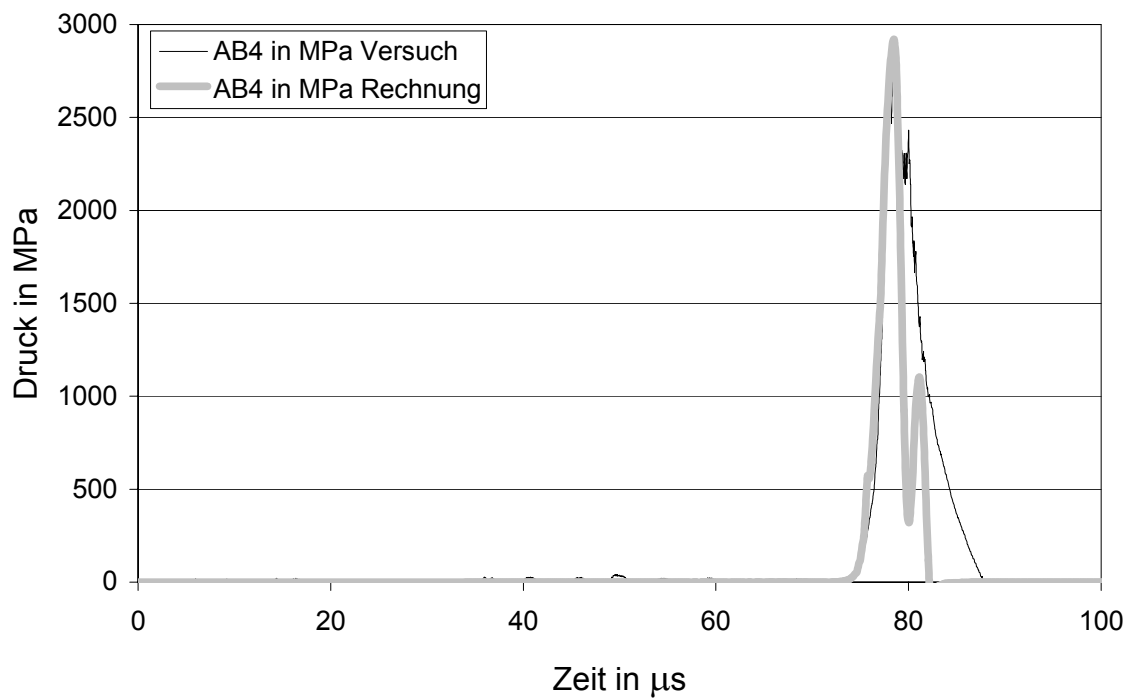


Abbildung 6-34 Vergleich der Druckverläufe im Beton aus Versuch und Rechnung für den Sensor AB4

Bei Betrachtung der simulierten Luftdrücke kann eine ebenso gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenwerten festgestellt werden. Die Abbildung 6-35 zeigt am Beispiel des Luftdruckaufnehmers K3 einen Vergleich der Druckverläufe. In diesem Fall ist der berechnete Verlauf sehr viel glatter, da die Simulation Inhomogenitäten in der Luft, hervorgerufen beispielsweise durch fliegende Fragmente, nicht berücksichtigt. Die prinzipielle Form des Druckverlaufs wird durch die Simulation aber sehr gut wiedergegeben.

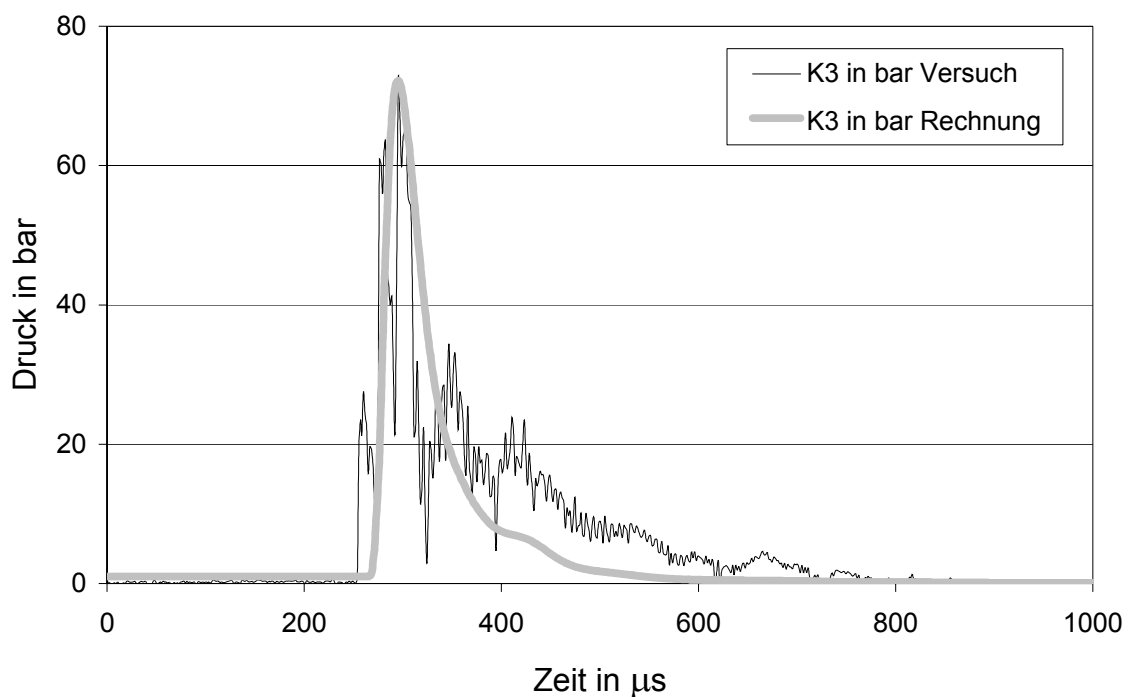


Abbildung 6-35 Vergleich der Luftdruckverläufe in Stützenumgebung aus Versuch und Rechnung für den Sensor K3

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden experimentelle Untersuchungen geplant und realisiert, die zur Gewinnung von neuen stoffgesetzlichen Erkenntnissen für Beton unter Schockwellenbelastung dienen. Hierzu wurde eine Versuchsserie an Betonplatten unter Einwirkung von Kontaktdetonationen, so genannte Hugoniotversuche, durchgeführt und hierbei der volumetrische Druck, die gerichteten Spannungsanteile, die Dehnung sowie die Dehnungsgeschwindigkeit und die Temperatur, die durch die adiabatische Kompression hervorgerufen wird, gemessen. Zum Einsatz kamen neue Messmethoden und Vorgehensweisen, die in diesem Anwendungsbereich bisher nicht verwendet oder im Hinblick auf die spezielle Anwendung modifiziert wurden.

Zur Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik, den sprengtechnischem Abbruch betreffend, wurden Experimente an einfachen Strukturen durchgeführt, die möglichst realitätsnah, aber im Hinblick auf eine möglichst einfache Modellierung, konzipiert waren. Hierbei wurden Balken mit verschiedenen Bohrlochgeometrien und eine Stütze mit einer Ringladung gesprengt. Bei letzterem Versuch konnten auch Luftdrücke in unmittelbarer Umgebung der Ladung registriert werden, was einerseits in der Abbruchpraxis und andererseits auch für die rechnerische Untersuchung von Einwirkungen auf die Umgebung von erheblicher Bedeutung ist. Der Bewehrungsgehalt der Bauteile orientierte sich an der realen Bemessung, wurde allerdings an die Anforderungen einer möglichst einfachen numerischen Modellierung angepasst.

Ein Stoffgesetz für Beton unter schnellen Belastungen das von Schmidt-Hurtienne [80] ebenfalls am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie entwickelt wurde, konnte mit Hilfe der experimentellen Resultate verifiziert werden. Diese stoffgesetzliche Formulierung fand auch Eingang in die Arbeiten von Plotzitz [65] und Rabczuk [67], die ihre Simulationen anhand der Versuchsergebnisse der vorliegenden Arbeit kalibrierten.

Ein wichtiger Aspekt im angesprochenen Stoffgesetz ist der Strain-Rate-Effekt, die Festigkeitssteigerung von Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Durch die Erfassung der Dehnungsrate und der auftretenden Drücke konnte diese Festigkeitssteigerung bei den Hugoniotversuchen beobachtet und damit ebenfalls bestätigt werden.

Durch die Erfassung von gerichteten Spannungen im Versuchskörper konnten Hinweise über die Gestalt der Versagensfläche von Beton bei hohen Drücke gefunden werden. Im Bereich der hier gemessenen volumetrischen Drücke wird eine Aufweitung der Versagensfläche festgestellt. Diese Ergebnisse zeigen Möglichkeiten für eine weitere Verbesserung der bekannten stoffgesetzlichen Ansätze auf, sollten aber durch weitere Versuchsserien untermauert werden.

Erste Ergebnisse von Temperaturmessungen im Werkstoff Beton unter Schockwellenbelastung wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit gewonnen und damit wurde die von Ockert [62] durchgeführte Erweiterung der Hugoniot-Kurve auf eine Zustandsgleichung mit Hilfe des Ansatzes von Mie-Grüneisen bestätigt.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zum sprengtechnischen Abbruch wurden ebenfalls von Plotzitz [65] benutzt, um auch in diesem Bereich Simulationen an Bauteilen durchzuführen und zu überprüfen. Es konnte eine gute Nachbildung der Vorgänge in der Nähe der Ladung und in der unmittelbaren Umgebung des Bauteils erreicht werden.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit als Anhaltswerte für die Charakterisierung der Vorgänge in Beton unter Schockwellenbelastung gelten können. Um allerdings wirkliche Empfehlungen für die Anwendung in der Praxis zu geben, sollten die gewonnenen Ergebnisse im Rahmen von weiteren Versuchsserien bestätigt werden.

8 Literatur

- [1] Albertini, C.; Andrighetti, V. et. al.; *Energy absorption by the concrete biological shield under shock loading*; Proceedings of the First International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology Vol. 3; Part E; pp 207-221; Berlin; 1972
- [2] Anderson, C.E.Jr.; *An overview of the theory of hydrocodes*; Int. J. Impact Engineering Vol. 5; pp 33-59; 1987
- [3] Asay, J. R.; Shahinpoor, M., (eds.); *High-Pressure Shock Compression of Solids*; Springer-Verlag; 1993
- [4] Austin, J.L.; Tulis, A.J. et. al.; *Carbon resistor gauges for measuring shock and detonation pressures, Part 1, Principles of functioning and calibration*; Propellants, Explos., Pyrotech. 16; pp 205-215; 1991
- [5] Austin, J.L.; Tulis, A.J. et. al.; *Principles of direct estimation of detonation pressures through the use of carbon resistor gauges*; Proceedings; Int. Jahrestagung; Institut für Chemische Technologie; Karlsruhe; pp 83/1-15; 1991
- [6] Bachmann, H.; *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Dissertation; Universität Karlsruhe; 1993
- [7] Baker, W.E.; *Explosions in Air*; University of Texas Press; Austin and London; 1973
- [8] Balmer, G.G.; *Shearing strength of concrete under high triaxial stress – computation of Mohr's Envelope as a curve*; Structural Research Laboratory Report; No. SP-23; Bureau of Reclamation; United States Department of Interior; 1949
- [9] Barsis, E.; Williams, E.; Skoog, C.; *Piezoresistivity Coefficients in Manganin*; J. Appl. Phys. 41 (13); 1970

- [10] Belytschko, T.; Krongauz, Y. et al.; *On the completeness of meshfree particle methods*; International Journal for Numerical Methods in Engineering 43; pp 785-819; 1998
- [11] Betten, J.; *Elastizitäts- und Plastizitätslehre*; 2. überarbeitete u. erweiterte Auflage; Vieweg; Braunschweig; 1986
- [12] Bonet, J.; Lok, T.-S.L.; *Variational and momentum preservation aspects of Smooth Particle Hydrodynamics formulation*; Comp. Methods Appl. Mech. Eng. 180; pp 97-155; 1999
- [13] Chartagnac, P. F., *Determination of Mean and Deviatoric Stresses in Shock Loaded Solids*; J. Appl. Phys. 53(2); pp 948-953; February 1982
- [14] Chartagnac, P.F.: *Determination of mean and deviatoric stresses in shock loaded solids*; J. Appl. Phys. 53 (2); 1982
- [15] Chen, W.; Saleeb, A. F.; *Constitutive Equations for Engineering Materials, Volume 1: Elasticity and Modeling*; John Wiley & Sons; 1982
- [16] Chen, W.F.; Han, D.J.; *Plasticity for Structural Engineers*; Springer-Verlag; 1988
- [17] Chen, W.F.; *Plasticity in Reinforced Concrete*; McGraw-Hill Book Company; New York; 1981
- [18] Clough, R.W.; Penzien, J.; *Dynamics of structures*; McGraw-Hill Book Company; 1975
- [19] Cooper, P.W.; *Explosives Engineering*; Wiley-VCH; New York; 1997
- [20] Curbach, M.; *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Dissertation; Universität Karlsruhe; 1987
- [21] Debye, P.; *Zur Theorie der spezifischen Wärmen*; Annalen der Physik Vol. 39; pp 789-839; 1912
- [22] Dilts, G.A.; *Moving Least Squares Particle Hydrodynamics I: Consistency and Stability*; International Journal for Numerical Methods in Engineering; pp 1115-1155; 1999

- [23] Dilts, G.A.; *Moving Least Squares Particle Hydrodynamics II: Conservation and Boundaries*; International Journal for Numerical Methods in Engineering; pp 1503-1524; 2000
- [24] Dilts, G.A.; *Some Recent Developments for Moving Least Squares Particle Methods*; First M.I.T. Conference on Computational Fluid and Soil Mechanics; Preprint; Massachusetts Institute of Technology; Cambridge; MA 02139; USA; June 12-14; 2001
- [25] Divin, Y.Y.; Poppe, U.; Seo, J.-W.; Kabius, B.; Urban, K.; *Epitaxial $YBa_2Cu_3O_{7-\delta}$ thin films with tilted c-axis orientation*; Physica C 235-240; pp 675-676; 1994
- [26] Dobratz, B.M.; Crawford, P.C.; LLNL *Explosives Handbook: Properties of Chemical Explosives and Explosive Simulants*; University of California; Lawrence Livermore National Laboratory; Report UCRL-5299; Rev. 2; 1985
- [27] Eibl, J.; Cüppers, H., *Grenztragfähigkeit von Stahlbetonumschließungen im Kraftwerksbau, Teilbericht 3: Splitterschutz*; Schlussbericht zum Forschungsvorhaben BMU SR 413; 1993
- [28] Eibl, J.; Ebner, M.; *Untersuchungen zum Verhalten von Betonstrukturen beim Auftreffen von Bruchstücken*; Schlussbericht zum Forschungsvorhaben BMBF 150 0930; 1995
- [29] Eibl, J.; Iványi, G.; *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*; DAfStb; Heft 260; Verlag Ernst & Sohn; Berlin; 1976
- [30] Eibl, J.; Klein, E.; Kobler, G.; *Verhalten von Betonkonstruktionen bei harten Stößen, Teil 1: Betonverhalten bei hoher hydrodynamischer Beanspruchung*; Schlussbericht; DFG-Forschungsvorhaben Ei-114/13; 1994
- [31] Eibl, J.; Plotzitz, A.; Hermann, N.; Gerlach, L.; *Nachweise zur Sicherheit beim Abbruch von Stahlbetonbauwerken durch Sprengen*; in: Forschungsverbund Baustoffkreislauf im Massivbau; Schlussbericht zum Teilprojekt B02; DAfStb-Heft; Beuth-Verlag; Berlin; 2000
- [32] Eibl, J.; *Stoßbeanspruchung dicker Stahlbetonplatten*; VDI-Berichte; Nr. 496; 1983

- [33] Fujioka, N., Mishima, O., Endo, S., Kawai, N.; *Electrical resistance of manganin under high static pressures*; J. Appl. Phys. 49 (9); 1978
- [34] Gerlach, L.; *Neue innovative Abbruchtechniken*; Universitaet Karlsruhe; Dissertation in Vorbereitung
- [35] Gerthsen, C.; *Physik*; Springer-Verlag; Berlin; 1995
- [36] Grady, E. D.; *Impact Compression of Concrete*; Sixth International Symposium on Interaction of Nonnuclear Munitions with Structures; Panama City Beach; Florida; 1993
- [37] Graham, R.A.; Asay, J.R.; *Measurement of wave profiles in shock-loaded solids*; High Temperatures – High Pressures; Volume 10; pp 355-390; 1978
- [38] Gregson, V. R.: *A Shock Wave Study of Fondu-Fyre WA-1 and Concrete*; General Motors Materials and Structures Laboratory; Report MSL-70-30; 1971
- [39] Grüneisen, E.; *Theorie des festen Zustandes einatomiger Elemente*; Annalen der Physik Vol. 39; pp 257-306; 1912
- [40] Hallquist, J.O.; *LS-DYNA Keyword Manual*; LSTC Livermore Software Technology Corporation; Livermore; CA 94550; Rev. 2; 1999
- [41] Heinze, H.; *Sprengtechnik*; VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie; Leipzig; 1987
- [42] Henrych, J.; *The Dynamics of Explosion*; Elsevier Scientific Publishing Company; Amsterdam; Netherlands; 1979
- [43] Hollenberg, K.; *Druckmessungen an Stoßwellen in Flüssigkeiten und Festkörpern*; Habilitationsschrift; Düsseldorf; 1983
- [44] Hoy, D.E.P.; *Measurement of stress waves in soil-concrete models using manganin gauges*; Experimental Techniques; pp 34-36; 1989
- [45] Hsieh, S.S.; Ting, E.C.; Chen, W.F.; *A plastic-fracture model for concrete*; Int. J. Solids Structures Vol. 18; No. 3; pp 181-197; 1982

- [46] Huggard, P.G.; Zeuner, S.; Goller, K.; Lengfellner, H.; Prettl, W.; *Normal state YBa₂Cu₃O_{7-δ} films: A new fast thermal detector for far infrared laser radiation with a uniform wavelength response*; J. Appl. Phys. 75 (1); 1994
- [47] Hugoniot, P.H.; *Sur la propagation du mouvement dans le corps et spécialement dans les gaz parfait*; Journal de l'Ecole Polytechnique; 57 cahier 3; 1887
- [48] Ibach, H.; Lüth, H.; *Festkörperphysik*, Springer-Verlag; 1990
- [49] Johnson, G.R.; Beissel, S.R.; Stryk, R.A.; *A generalized particle algorithm for high velocity impact computations*; Computational Mechanics 25; pp 245-256; 2000
- [50] Johnson, W.; *Impact strength of materials*; Edward Arnold; London; 1972
- [51] Kauf, M. et. al.; *Atomlagen-Thermosäule*; Laser Magazin 5; pp 12-16; 1994
- [52] Kupfer, H.; *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*; DAfStb; Heft 229; Verlag Ernst & Sohn; Berlin; 1973
- [53] Kupfer, H.; *Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung; Bericht Nr. 78; Lehrstuhl für Massivbau; Technische Hochschule München*; 1969
- [54] Kupfer, H.; Hilsdorf, H.K.; Rüsck, H.; *Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses*; ACI Journal Vol. 66; pp 656-666; 1969
- [55] Lengfellner, H. et. al.; *Thermoelectric Effect in Normal State YBa₂Cu₃O_{7-δ} Films*; Europhys. Lett. 25 (5); pp 375-378; 1994
- [56] Marsh, S.P.; *LASL shock Hugoniot data*; University of California Press; 1980
- [57] McGlaun, J.M.; Yarrington, P.; *Large deformation wave codes*; Asay, R.J.; Shahinpoor, M. (eds.); High-Pressure Shock Compression of Solids; Springer; New York; pp 323-353; 1993
- [58] McQueen, R.G.; Taylor, J.W. et. al.; *The equation of state of solids from shock wave studies*; in: High-Velocity Impact Phenomena; Kinslow, R. (ed.); Academic Press; New York; 1980

- [59] McVay, M.K.; *Spall damage of concrete structures*; Final Report; Department of the Army; Waterways Experiment Station; Technical report SL-88-22; 1988
- [60] Mie, G.; *Grundlagen einer Theorie der Materie*; Annalen der Physik; Vol. 2; pp 1-40; 1912
- [61] Ockert, J.; Eibl, J.; *Stoffgesetzliche Grundlagen für die Schockwellenausbreitung im Beton*; Schlussbericht zum Forschungsvorhaben BMFT 150 0838; 1994
- [62] Ockert, J.; *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Dissertation; Universität Karlsruhe; 1997
- [63] Ortiz, M.; *A constitutive theory for the inelastic behaviour of concrete*; Mech. Mater.; 4; pp 67-93; 1985
- [64] Partom, Y.; Yasiv, D.; Rozenberg, Z.; *Theoretical account for the response of manganin gauges*; J. Appl. Phys. 52 (7); 1981
- [65] Plotzitz, A.; *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen*; Universität Karlsruhe; Dissertation in Vorbereitung
- [66] Pokrowski, G.I.; *Explosion und Sprengung*; BSB B. G. Teubner Verlagsgesellschaft Leipzig; 1985
- [67] Rabczuk, T.; *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe einer netzfreien Lagrangemethode*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Universität Karlsruhe; 2002
- [68] Ragan, C.E.; *Shock Compression measurements at 1 to 7 TPa*; Phys. Rev.; Vol. A25; pp 3360-3375; 1982
- [69] Randles, P.W.; Libersky, L.D. et al.; *Recent Improvements in SPH Modeling of Hypervelocity Impact*; Int. J. Impact Engineering 20; pp 525-532; 1997
- [70] Randles, P.W.; Libersky, L.D.; *Normalized SPH with stress points*; International Journal for Numerical Methods in Engineering; pp 1445-1462; 2000

- [71] Rankine, W.J.M.; *On the thermodynamic theory of waves of finite amplitude*; Philosophical Transactions; Vol. 160; Part 1; pp 277; 1870
- [72] Read, H.E.; Maiden, C.J.; *The dynamic behaviour of concrete*; Topical Report; No. 3SR-707; Systems, Science and Software; P.O. Box 1620; La Jolla; 92037 California; 1971
- [73] Renk, K.F.; Betz, J.; Zeuner, S.; Lengfellner, H.; Prettl, W.; *Thermopile effect due to laserradiation heating in thin films of high- T_C materials*; Physica C 235-240; pp 37-40; 1994
- [74] Rice, M.H.; McQueen, R.G.; Walsh, J.M.; *Compression of solids by strong shock waves*; in: Solid State Physics; Vol. 6; Seitz, F. and Turnbull, D. (eds.); Academic Press; New York; pp 1-63; 1958
- [75] Richart, F.E.; Brandzaeg, A.; Brown, R.L.; *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*; Engineering Experiment Station; University of Illinois; Bulletin No. 185; 1928
- [76] Rohr, H.; Hopfe, M.; *BLADE, eine flexible Schneidladung*; Mitteilungsblatt des Deutschen Sprengverbandes e.V.; Heft 2; 1993
- [77] Rozenberg, Z.; D.; Partom, Y.; Keren, B.; *Calibration of commercial manganin stress gauges under static uniaxial strain conditions*; J. Appl. Phys. 54 (5); 1983
- [78] Rozenberg, Z.; Yasiv, D.; Partom, Y.; *Calibration of foil-like manganin gauges in planar shock wave experiments*; J. Appl. Phys. 51 (7); 1980
- [79] Scheffer, U.; Hiermaier, S.; *Improving a SPH code by alternative interpolation schemes*; Baustatik-Baupraxis 7; Meskouris (ed.); Balkema; Rotterdam; 1999
- [80] Schmidt-Hurtienne, B.; *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluss des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Dissertation; Universität Karlsruhe; 2000
- [81] Scholz, F.; *Messung des Schwadendrucks verschiedener Sprengstoffe im beidseitig verschlossenen und einseitig offenen Stahlmörser*; Nobel Hefte 45; pp 86-92; 1979

- [82] Scholz, F.; *Über die Druckbeeinflussung von Sprengladungen durch die Schwaden früher detonierender Nachbarladungen beim Sprengen mit Millisekundenzündern in Karbongestein*; Dissertation; Fakultät für Bergbau und Hüttenwesen, TH Aachen; 1981
- [83] Sheridan, A.J.; *Material modelling for hydrocode analysis of concrete response to explosive loading*; Proc. Int. Symp. On the Int. of Conv. Munitions with Protective Structures; Mannheim; pp 301-308; 1991
- [84] Sheridan, A.J.; *Response of concrete to high explosive detonation*; Proc. Int. Symp. On the Int. of Conv. Munitions with Protective Structures; Mannheim; Vol. 2; pp 494-507; 1987
- [85] Sheridan, A.J.; *Response of concrete to high explosive detonation*; in: Concrete for Hazard Protection; Concrete Society; Edinburgh; pp 75-87; 1987
- [86] Stankiewicz, J.; White, R.L.; *Carbon resistors as pressure gauges*; Rev. Scien. Inst. Vol. 42; No. 7; pp 1067-1068; 1971
- [87] Testardi, L.R.; *Anomalous laser-induced voltages in $YBa_2Cu_3O_x$ and "off-diagonal" thermoelectricity*; J. Appl. Phys. 64 (18); 1994
- [88] van Mier, J.G.M.; *Complete Stress-Strain Behaviour and dDmaging Status of Concrete under multiaxial Loading*; RILEM-CEB-CNRS; International Conference on Concrete under multiaxial Conditions; Vol. 1; Presses de l'Université Paul Sabatier; Toulouse; France; pp 75-85; 1984
- [89] van Thiel, M.; Shaner, J.; Salinas, E.; *Compendium of shock wave data*; Lawrence Livermore National Laboratory; Report UCRL-50108; 1977
- [90] Vielsack, P.; *Technische Mechanik III – Dynamik*; Skriptum; Institut für Mechanik; Universität Karlsruhe; 1999
- [91] Vladimirov, A.S.; Voloshen, V.N. et. al.; *Shock compressibility of aluminium at $p > 1$ Gbar*; JETP Lett.; Vol. 39; pp 82-85; 1984
- [92] Wackerle, J., Johnson, J.O., Halleck, P.M.; *Projectile-velocity measurements and quartz- and manganin gauge pressure determinations in gas-gun experiments*; Report; Los Alamos Scientific Laboratory; 1975

- [93] Watson, R.W.; *Gauge for determining shock pressures*; Rev. Scien. Inst. Vol. 38; pp 978-980; 1967
- [94] Zeuner, S.; Prettl, W.; Lengfellner, H.; *Fast thermoelectric response of normal state $YBa_2Cu_3O_{7-\delta}$ films*; Appl. Phys. Lett. 66 (14); 1995
- [95] Zheng, S.; *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik*; Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie; Dissertation; Universität Karlsruhe; 1996
- [96] Zienkiewicz, O.C.; *Methode der Finiten Elemente*; 2. erw. u. völlig neu bearbeitete Auflage; Hanser; München; 1984
- [97] Zukas, J.A.; Nicholas, T. et. al.; *Impact Dynamics*; Wiley Interscience; 1982

Anhang A

Vorversuche

- Abbildung A 1 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 318 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,34098 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 2 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 318 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,34804 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 3 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 319 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,36094 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 4 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 319 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,31396 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 5 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 320 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,32493 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 6 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 320 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,28983 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 7 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 321 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,33760 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 8 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 321 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,30195 \cdot 10^{-4}$ V/MPa
- Abbildung A 9 Bei Vorversuch V2 eingedrungenes Geschoss und an Platte
befestigter Stahlrahmen mit zerstörten Glasstäbchen
- Abbildung A 10 Spannungsanstieg bei Zerstörung der Glasstäbchen bei
Vorversuch V2, $v_0 = 221$ m/s
- Abbildung A 11 Vorderseite der durchschossenen Platte aus Vorversuch V3
- Abbildung A 12 Rückseite der durchschossenen Platte aus Vorversuch V3
- Abbildung A 13 Spannungsverläufe an unterschiedlich gekapselten Manganin-
Aufnehmern bei Vorversuch V3, $v_0 = 150$ m/s
- Abbildung A 14 Dehnungsverläufe von DMS mit verschiedenen Kapselungen im
Vorversuch V3, $v_0 = 150$ m/s

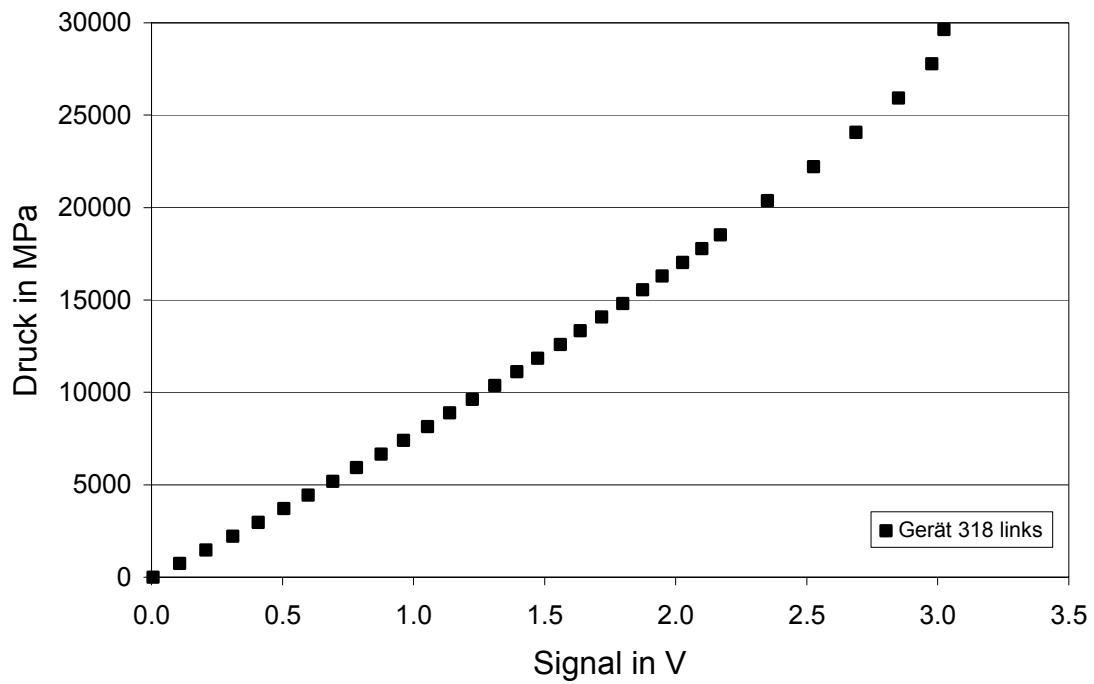


Abbildung A 1 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 318 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,34098 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

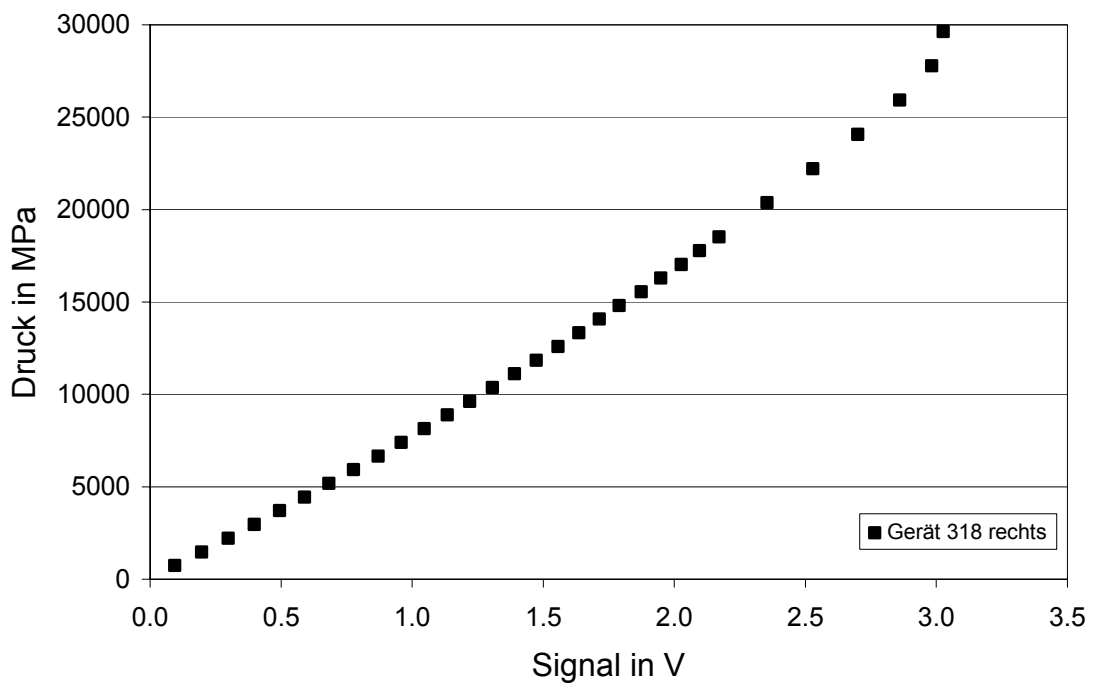


Abbildung A 2 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 318 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,34804 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

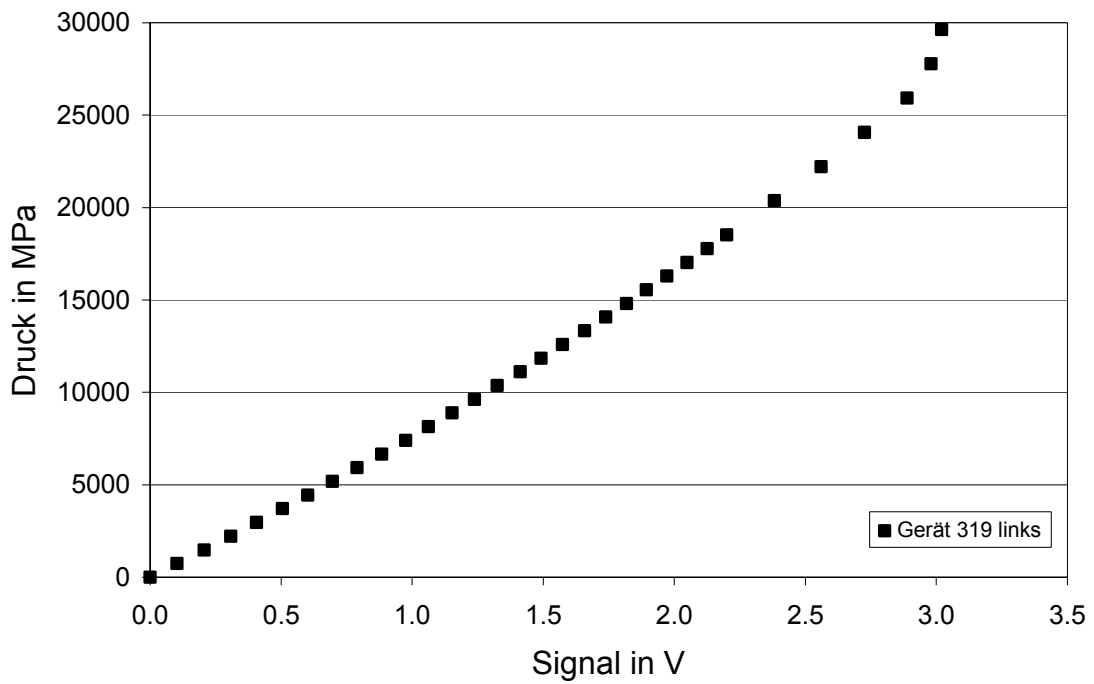


Abbildung A 3 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 319 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,36094 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

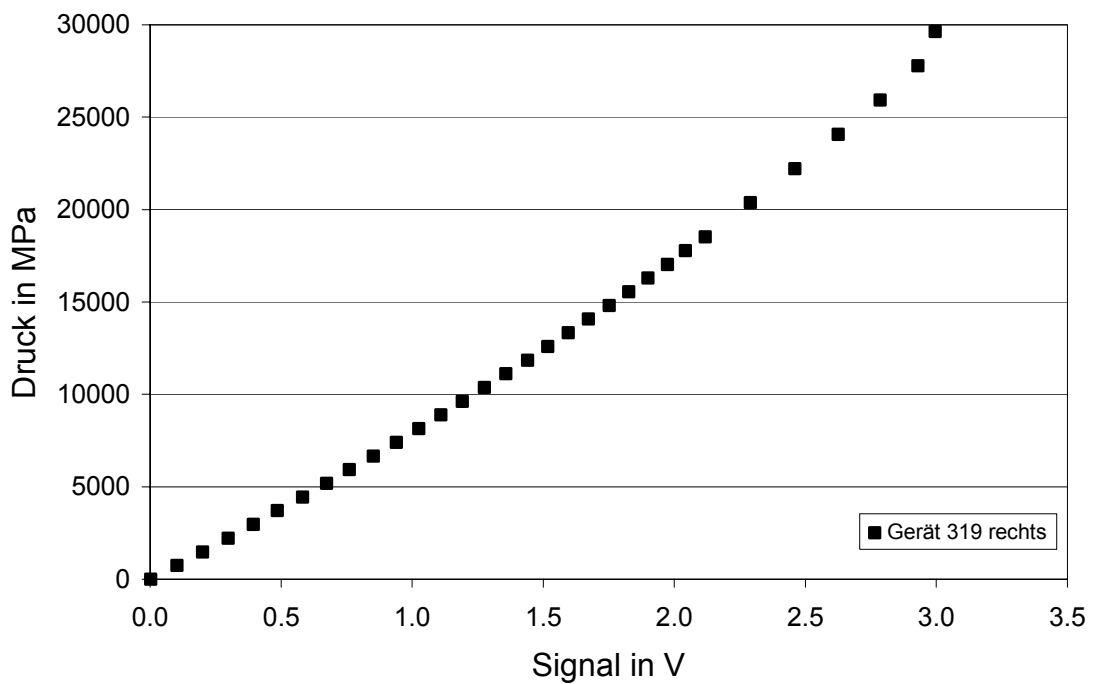


Abbildung A 4 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 319 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,31396 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

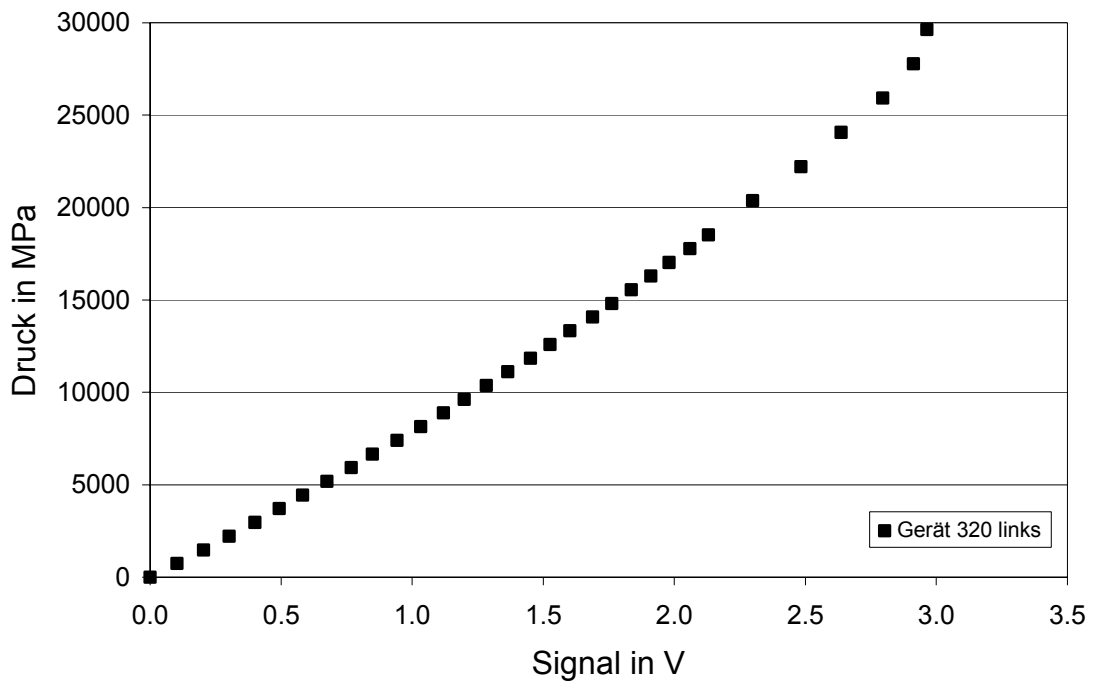


Abbildung A 5 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 320 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,32493 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

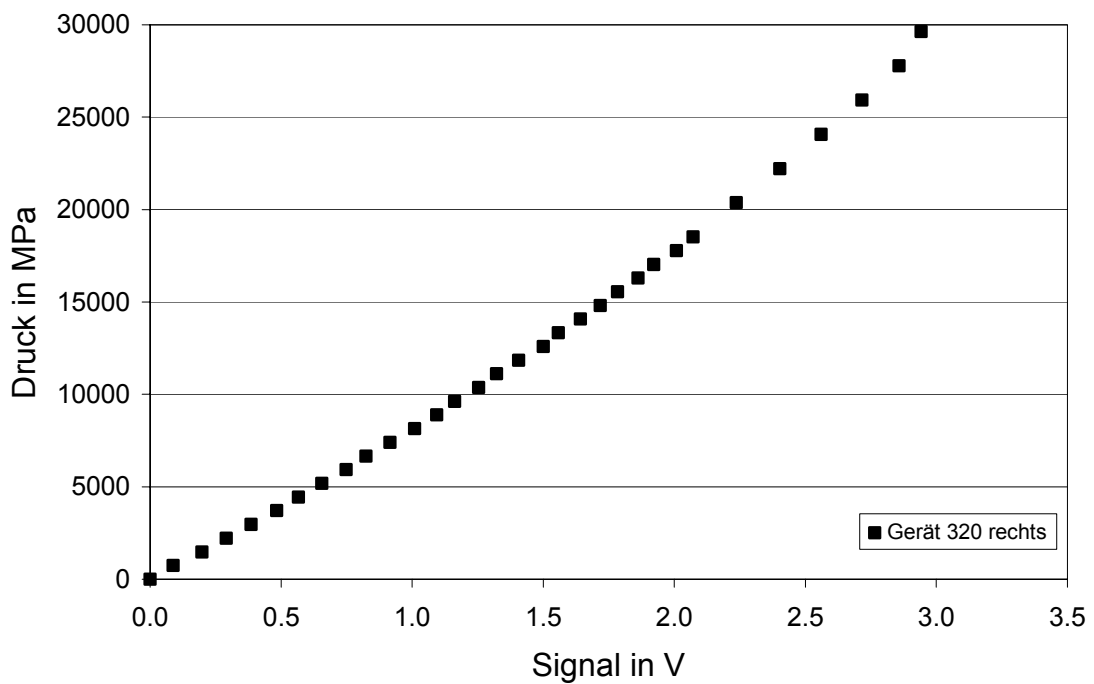


Abbildung A 6 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 320 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,28983 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

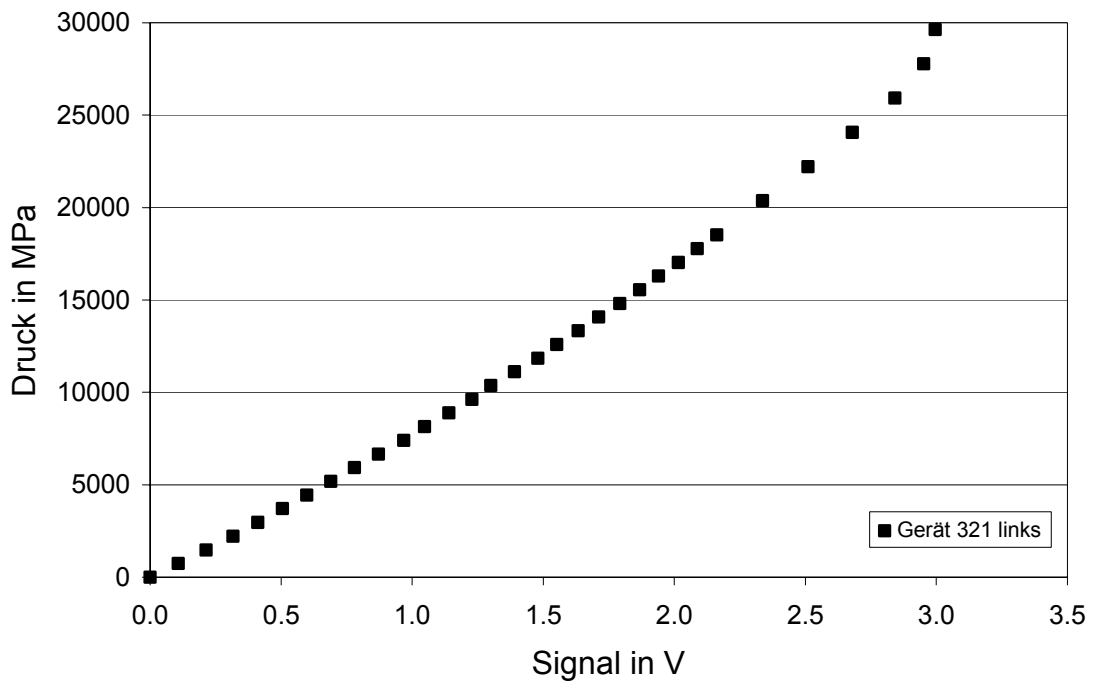


Abbildung A 7 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 321 linker Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,33760 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

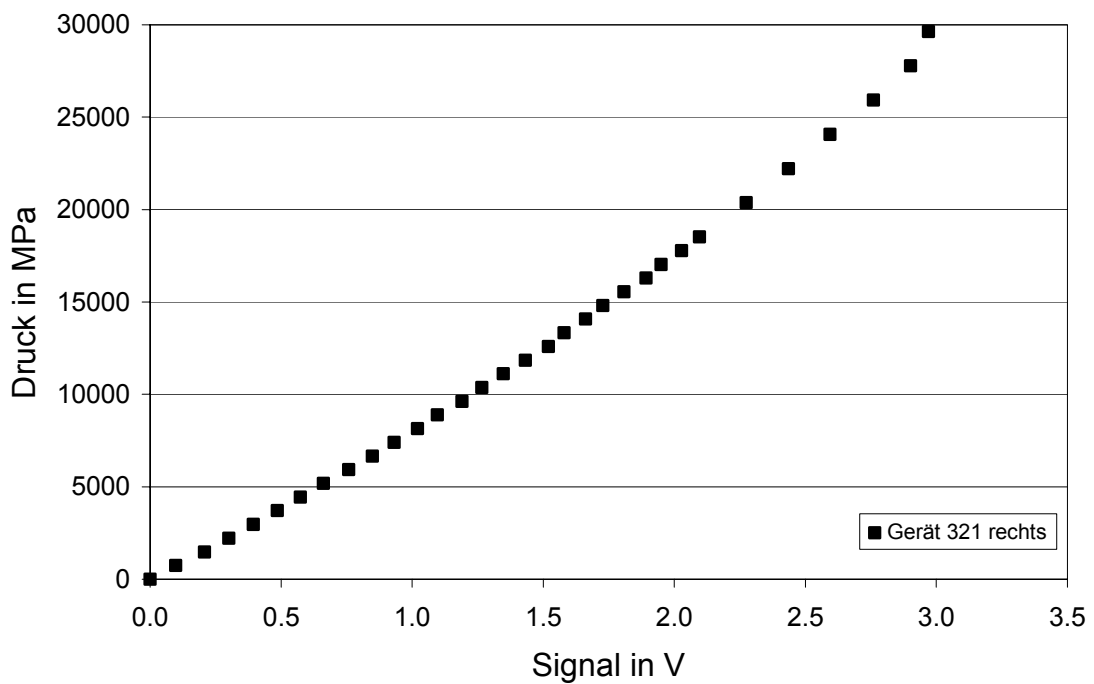


Abbildung A 8 Kalibrierkurve Dynasen Power Supply Gerät 321 rechter Kanal
Steigung der benutzten Ausgleichsgerade $1,30195 \cdot 10^{-4}$ V/MPa

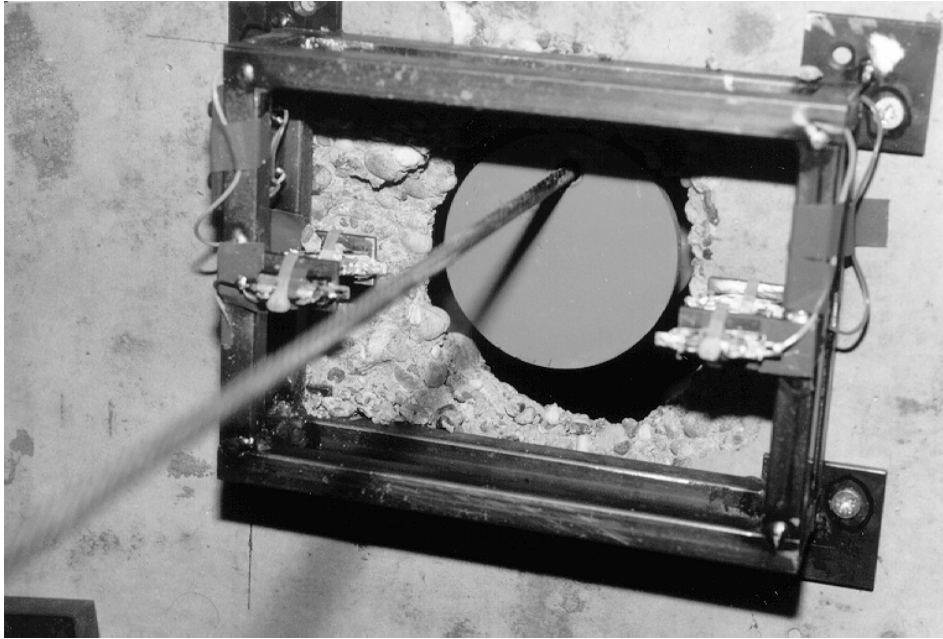


Abbildung A 9 Bei Vorversuch V2 eingedrungenes Geschoss und an Platte befestigter Stahlrahmen mit zerstörten Glasstäbchen

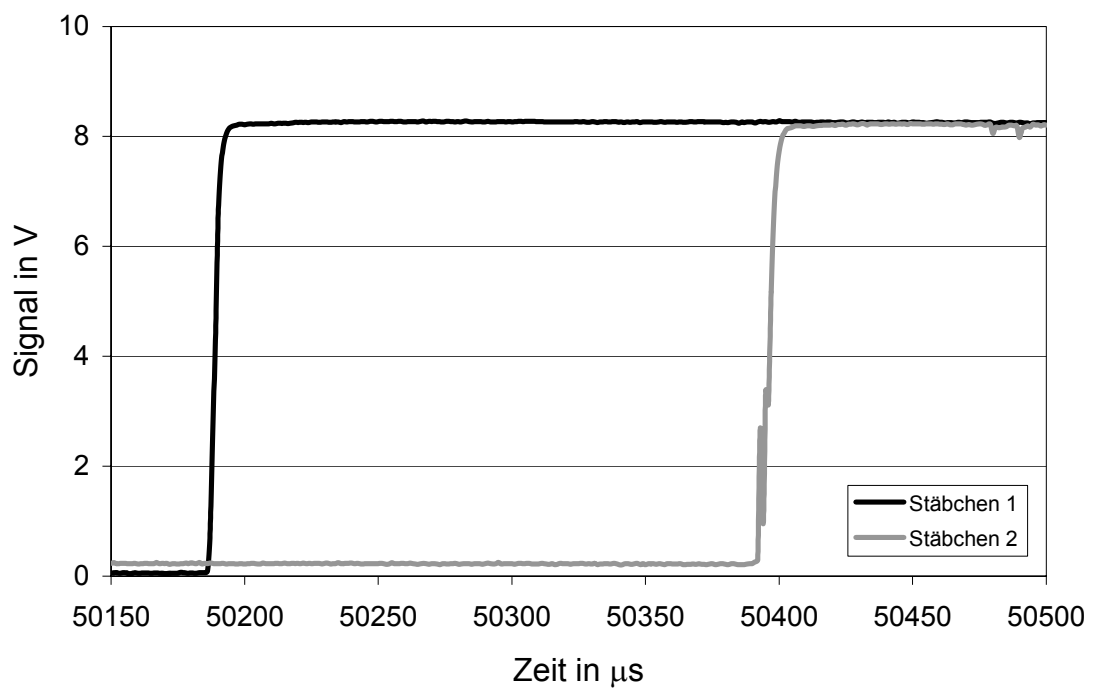


Abbildung A 10 Spannungsanstieg bei Zerstörung der Glasstäbchen bei Vorversuch V2, $v_0 = 221 \text{ m/s}$

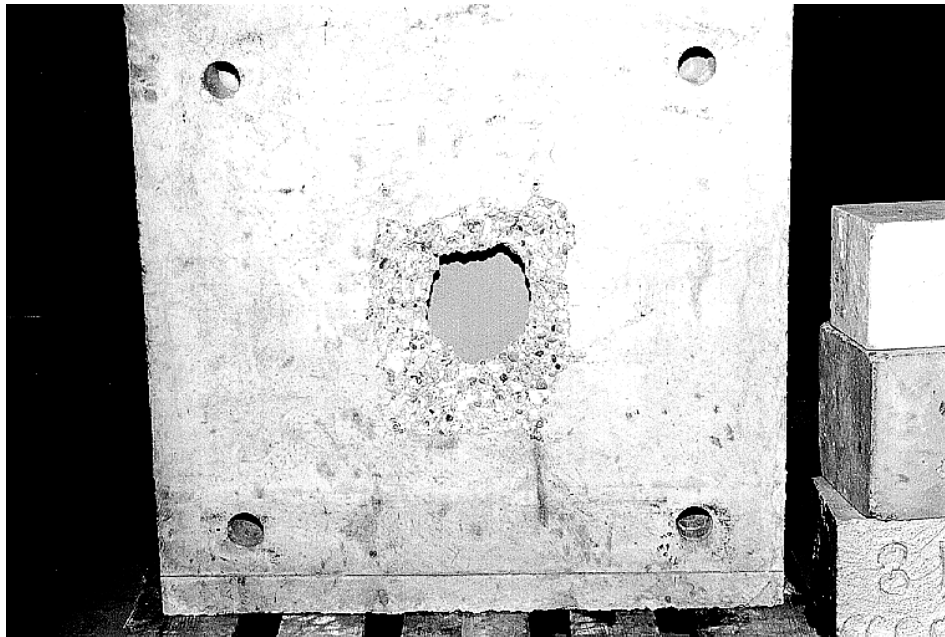


Abbildung A 11 Vorderseite der durchschossenen Platte aus Vorversuch V3



Abbildung A 12 Rückseite der durchschossenen Platte aus Vorversuch V3

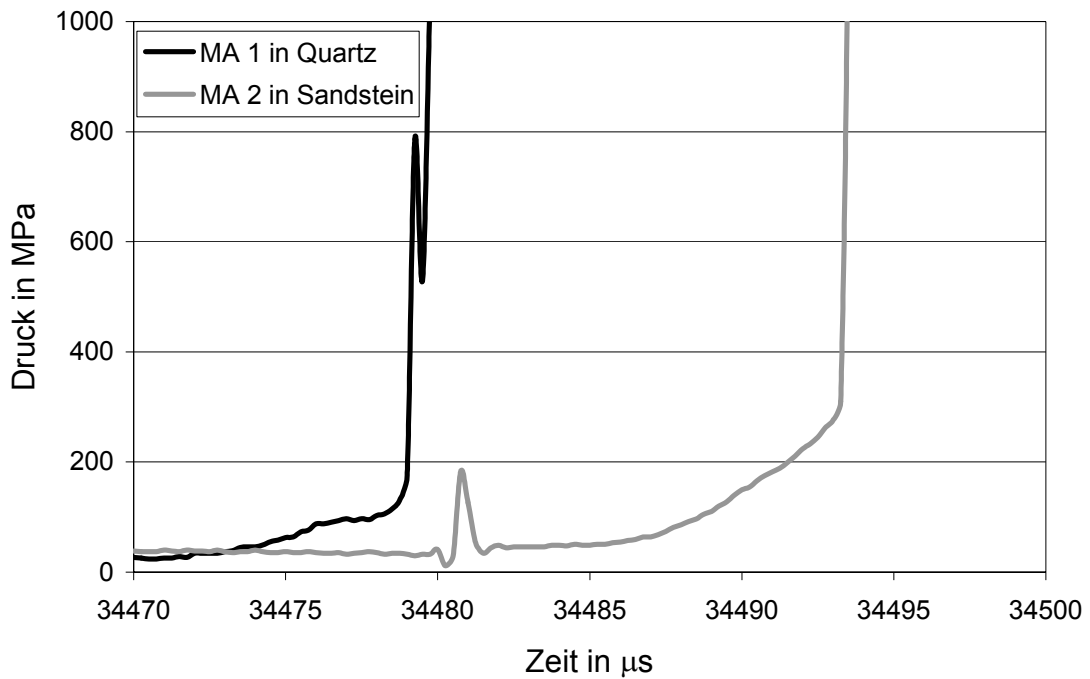


Abbildung A 13 Spannungsverläufe an unterschiedlich gekapselten Manganin-Aufnehmern bei Vorversuch V3, $v_0 = 150$ m/s

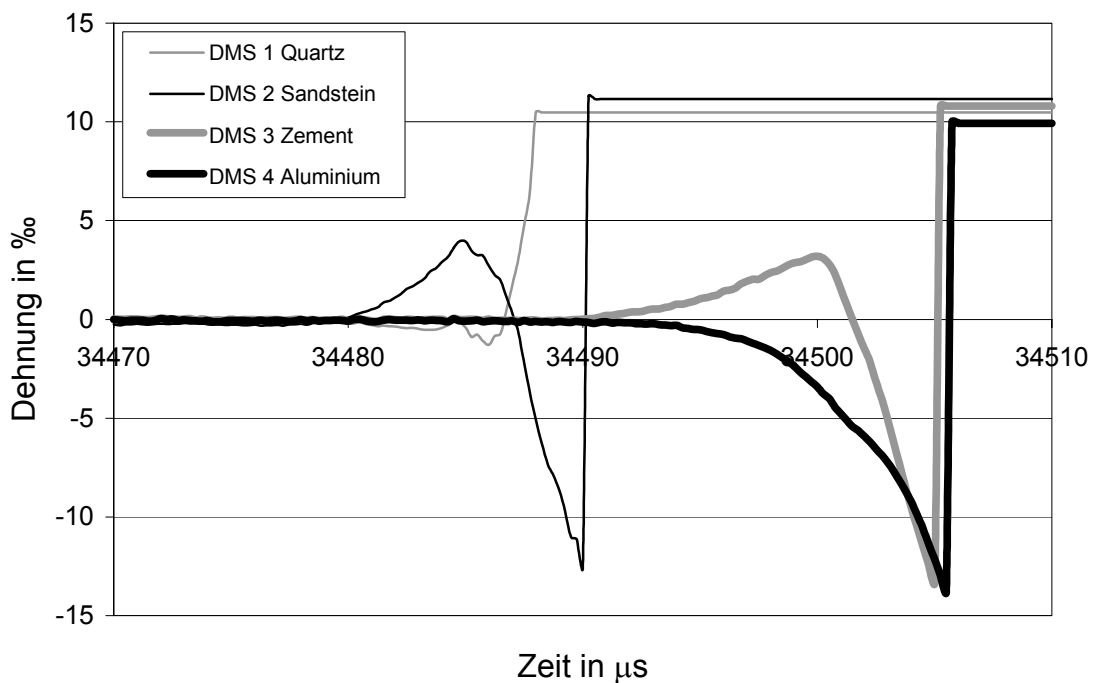


Abbildung A 14 Dehnungsverläufe von DMS mit verschiedenen Kapselungen im Vorversuch V3, $v_0 = 150$ m/s

Anhang B

Hugoniotversuche - Betonkennwerte

Tabelle B 1	Würfeldruckfestigkeiten und E-Modul von Platte 1
Tabelle B 2	Zylinder-Spaltzugfestigkeit von Platte 1
Tabelle B 3	Zylinder-Druckfestigkeiten von Platte 1
Tabelle B 4	zentrische Zugfestigkeiten von Platte 1 an Zylindern mit Durchmesser 10 cm, Höhe 20 cm
Tabelle B 5	Würfeldruckfestigkeiten von Platte 2, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit der Platte 1 entspricht
Tabelle B 6	Zylinder-Spaltzugfestigkeiten von Platte 2
Tabelle B 7	Zylinder-Druckfestigkeiten von Platte 2
Tabelle B 8	zentrische Zugfestigkeiten von Platte 2 an Zylindern mit Durchmesser 10 cm, Höhe 20 cm
Tabelle B 9	Würfeldruckfestigkeiten von Platte 3, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit den Platten 1 und 2 entspricht
Tabelle B 10	Würfeldruckfestigkeiten von Platte 3 am Versuchstag
Tabelle B 11	Zylinder-Spaltzugfestigkeiten von Platte 3
Tabelle B 12	Würfeldruckfestigkeiten der Platten 4 und 5, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit den Platten 1, 2 und 3 entspricht
Tabelle B 13	Würfeldruckfestigkeiten von Platte 5 am Versuchstag
Tabelle B 14	Zylinder-Spaltzugfestigkeiten der Platten 4 und 5
Tabelle B 15	Zylinder-Druckfestigkeiten der Platte 4
Tabelle B 16	Zylinder-Druckfestigkeiten der Platte 5 am Versuchstag

Betonier- und Versuchstermine:

Versuchskörper	Betoniertermin	Versuchstermin
Platte 1	01.07.97	29.07.98
Platte 2	13.02.98	13.03.98
Platte 3	27.08.98	30.09.98
Platte 4	18.02.99	18.03.99
Platte 5	18.02.99	07.05.99

Soweit nicht anders vermerkt, handelt es sich bei den Festigkeitswerten immer um Werte, die in einem Betonalter von 28 Tagen bestimmt wurden.

Die Platten 4 und 5 wurden gemeinsam betoniert. Soweit nicht anders vermerkt, gelten die Materialwerte für beide Versuchskörper.

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

Würfel Nr.	5	14	32
Form voll [kg]	18.70	18.70	18.60
Form leer [kg]	10.64	10.66	10.60
ΔG [kg]	8.06	8.04	8.00
r frisch [kg/dm ³]	2.37	2.37	2.35
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	151	151	151
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.95	7.93	7.92
Volumen [dm ³]	3.40	3.40	3.40
r [kg/dm ³]	2.34	2.33	2.33
Bruchlast P [N]	1090000	1140000	1100000
Druckfläche F [mm ²]	22650	22650	22650
Druckfestigkeit b = P/F	48.12	50.33	48.57
Druckfestigkeit (Norm)	45.72	47.81	46.14
Serienfestigkeit S	139.67	:3 =	46.56
Serienfestigkeit (Norm)			44.23

E-Modul**25700 N/mm²**

Tabelle B 1 Würfeldruckfestigkeiten und E-Modul von Platte 1

ZYLINDER-SPALTZUGFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	8	18	27
Form voll [kg]	28.60	28.90	28.60
Form leer [kg]	16.08	16.30	15.91
ΔG [kg]	12.52	12.60	12.69
r frisch [kg/dm ³]	2.37	2.38	2.40
Zylinder-Durchm. [mm]	150.00	150.00	150.00
Höhe h [mm]	299.00	300.00	299.00
G [kg]	12.36	12.40	12.42
Volumen [dm ³]	5.28	5.30	5.28
r [kg/dm ³]	2.34	2.34	2.35
Bruchlast P [N]	188000.00	183000.00	186000.00
Spaltzugfestigkeit	2.68	2.60	2.65
Spaltzugfestigkeit (Norm)	3.17	3.07	3.13
Serienfestigkeit	7.94	:3 =	2.65
Serienfestigkeit (Norm)			3.12

Tabelle B 2 Zylinder-Spaltzugfestigkeit von Platte 1

ZYLINDER-DRUCKFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	29	14	39
Form voll [kg]	28.45	28.6	28.4
Form leer [kg]	15.84	16.07	15.85
ΔG [kg]	12.61	12.53	12.55
r frisch [kg/dm ³]	2.39	2.36	2.36
Zylinder-Durchm. [mm]	150	150	150
Höhe h [mm]	299	301	301
G [kg]	12.42	12.39	12.4
Volumen [dm ³]	5.28	5.32	5.32
r [kg/dm ³]	2.35	2.33	2.33
Bruchlast P [N]	710000	680000	690000
Druckfestigkeit	17671.46	17671.46	17671.46
Druckfestigkeit(Norm)	40.18	38.48	39.05
Serienfestigkeit	47.41	45.41	46.07
Serienfestigkeit (Norm)	117.70	:3 =	39.23
			46.30

Tabelle B 3 Zylinder-Druckfestigkeiten von Platte 1

ZENTRISCHER ZUGVERSUCH

Zylinder Nr.	1	2	3
ΔG [kg]	12.1	12.05	11.85
r frisch [kg/dm ³]	5.15	5.15	5.08
Zylinder-Durchm. [mm]	100	100	100
Höhe h [mm]	299	298	297
G [kg]	5.46	5.42	5.4
Volumen [dm ³]	2.35	2.34	2.33
r [kg/dm ³]	2.33	2.32	2.31
Bruchlast P [N]	17930	19800	19740
Druckfestigkeit	7853.98	7853.98	7853.98
Druckfestigkeit(Norm)	2.28	2.52	2.51
Serienfestigkeit			
Serienfestigkeit (Norm)	7.32	:3 =	2.44

Tabelle B 4 zentrische Zugfestigkeiten von Platte 1 an Zylindern mit Durchmesser 10 cm, Höhe 20 cm

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

Würfel Nr.	7	27	15
Form voll [kg]			
Form leer [kg]			
ΔG [kg]			
ρ frisch [kg/dm ³]			
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	151	151	151
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.98	7.97	8.00
Volumen [dm ³]	3.40	3.40	3.40
ρ [kg/dm ³]	2.35	2.35	2.35
Bruchlast P [N]	1120000	1130000	1110000
Druckfläche F [mm ²]	22650	22650	22650
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	49.45	49.89	49.01
Druckfestigkeit (Norm)	46.98	47.40	46.56
Serienfestigkeit Σ	140.93	:3 =	46.98
Serienfestigkeit (Norm)			44.63

Tabelle B 5 Würfeldruckfestigkeiten von Platte 2, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit der Platte 1 entspricht

ZYLINDER-SPALTZUGFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	18	6	14
Form voll [kg]			
Form leer [kg]			
ΔG [kg]			
ρ frisch [kg/dm ³]			
Zylinder-Durchm. [mm]	150.00	150.00	150.00
Höhe h [mm]	301.00	301.00	301.00
G [kg]	12.39	12.41	12.43
Volumen [dm ³]	5.32	5.32	5.32
ρ [kg/dm ³]	2.33	2.33	2.34
Bruchlast P [N]	221500.00	225000.00	216000.00
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	3.14	3.19	3.06
Spaltzugfestigkeit (Norm)	3.70	3.76	3.61
Serienfestigkeit	9.39	:3 =	3.13
Serienfestigkeit (Norm)			3.69

Tabelle B 6 Zylinder-Spaltzugfestigkeiten von Platte 2

ZYLINDER-DRUCKFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	37	27	35
Form voll [kg]			
Form leer [kg]			
ΔG [kg]			
ρ frisch [kg/dm ³]			
Zylinder-Durchm. [mm]	150	150	150
Höhe h [mm]	301	301	301
G [kg]	12.53	12.54	12.5
Volumen [dm ³]	5.32	5.32	5.32
ρ [kg/dm ³]	2.36	2.36	2.35
Bruchlast P [N]	700000	730000	735000
Druckfläche F [mm ²]	17671.46	17671.46	17671.46
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	39.61	41.31	41.59
Druckfestigkeit (Norm)	46.74	48.75	49.08
Serienfestigkeit Σ	122.51	:3 =	40.84
Serienfestigkeit (Norm)			48.19

Tabelle B 7 Zylinder-Druckfestigkeiten von Platte 2

ZENTRISCHER ZUGVERSUCH

Zylinder Nr.	1	2	3
Zylinder-Durchm. [mm]	100	100	100
Höhe h [mm]	298	301	298
G [kg]	5.41	5.51	5.44
Volumen [dm ³]	2.34	2.36	2.34
ρ [kg/dm ³]	2.31	2.33	2.32
Bruchlast P [N]	19596	19955	19010
Druckfläche F [mm ²]	7853.98	7853.98	7853.98
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	2.50	2.54	2.42
Druckfestigkeit (Norm)	2.94	3.00	2.86
Serienfestigkeit Σ	7.46	:3 =	2.49
Serienfestigkeit (Norm)			2.93

Tabelle B 8 zentrische Zugfestigkeiten von Platte 2 an Zylindern mit Durchmesser 10 cm, Höhe 20 cm

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

28 Tage

Würfel Nr.	37	13	23
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	151	151	152
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.92	7.86	7.94
Volumen [dm ³]	3.40	3.40	3.42
ρ [kg/dm ³]	2.33	2.31	2.32
Bruchlast P [N]	1100000	1090000	1070000
Druckfläche F [mm ²]	22650	22650	22800
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	48.57	48.12	46.93
Druckfestigkeit (Norm)	46.14	45.72	44.58
Serienfestigkeit Σ	136.44	:3 =	45.48
Serienfestigkeit (Norm)			43.21

Tabelle B 9 Würfeldruckfestigkeiten von Platte 3, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit den Platten 1 und 2 entspricht

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

Versuchstag (33 Tage)

Würfel Nr.	25	1	17
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	150	151	151
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.85	7.92	7.90
Volumen [dm ³]	3.38	3.40	3.40
ρ [kg/dm ³]	2.33	2.33	2.33
Bruchlast P [N]	1100000	1110000	1130000
Druckfläche F [mm ²]	22500	22650	22650
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	48.89	49.01	49.89
Druckfestigkeit (Norm)	46.44	46.56	47.40
Serienfestigkeit Σ	140.40	:3 =	46.80
Serienfestigkeit (Norm)			44.46

Tabelle B 10 Würfeldruckfestigkeiten von Platte 3 am Versuchstag

ZYLINDER-SPALTZUGFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	34	35	36
Zylinder-Durchm. [mm]	150	150	150
Höhe h [mm]	301	300	301
G [kg]	12.40	12.43	12.48
Volumen [dm ³]	5.32	5.30	5.32
ρ [kg/dm ³]	2.33	2.34	2.35
Bruchlast P [N]	282000	272000	256000
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	4.00	3.87	3.63
Spaltzugfestigkeit (Norm)	4.72	4.56	4.28
Serienfestigkeit	11.49	:3 =	3.83
Serienfestigkeit (Norm)			4.52

Tabelle B 11 Zylinder-Spaltzugfestigkeiten von Platte 3

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

28 Tage

Würfel Nr.	2	11	26
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	151	151	150
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.86	7.82	7.79
Volumen [dm ³]	3.40	3.40	3.38
ρ [kg/dm ³]	2.31	2.30	2.31
Bruchlast P [N]	1110000	1090000	1040000
Druckfläche F [mm ²]	22650	22650	22500
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	49.01	48.12	46.22
Druckfestigkeit (Norm)	46.56	45.72	43.91
Serienfestigkeit Σ	136.18	:3 =	45.39
Serienfestigkeit (Norm)			43.13

Tabelle B 12 Würfeldruckfestigkeiten der Platten 4 und 5, E-Modul wurde nicht bestimmt, da die Würfeldruckfestigkeit den Platten 1, 2 und 3 entspricht

WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT

Versuchstag Platte 5 (78 Tage)			
Würfel Nr.	6	8	25
Druckfläche			
L [mm]	150	150	150
B [mm]	151	152	152
Höhe h [mm]	150	150	150
G [kg]	7.76	7.82	7.83
Volumen [dm ³]	3.40	3.42	3.42
ρ [kg/dm ³]	2.28	2.29	2.29
Bruchlast P [N]	1180000	1160000	1210000
Druckfläche F [mm ²]	22650	22800	22800
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	52.10	50.88	53.07
Druckfestigkeit (Norm)	49.49	48.33	50.42
Serienfestigkeit Σ	148.24	:3 =	49.41
Serienfestigkeit (Norm)			46.94

Tabelle B 13 Würfeldruckfestigkeiten von Platte 5 am Versuchstag

ZYLINDER-SPALTZUGFESTIGKEIT

Zylinder Nr.	1	9	10
Zylinder-Durchm. [mm]	150.00	150.00	150.00
Höhe h [mm]	300.00	300.00	301.00
G [kg]	12.26	12.20	12.23
Volumen [dm ³]	5.30	5.30	5.32
ρ [kg/dm ³]	2.31	2.30	2.30
Bruchlast P [N]	216000.00	241000.00	248000.00
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	3.07	3.43	3.52
Spaltzugfestigkeit (Norm)	3.62	4.04	4.15
Serienfestigkeit	10.01	:3 =	3.34
Serienfestigkeit (Norm)			3.94

Tabelle B 14 Zylinder-Spaltzugfestigkeiten der Platten 4 und 5

ZYLINDER-DRUCKFESTIGKEIT

28 Tage

Zylinder Nr.	4	16	26
Zylinder-Durchm. [mm]	150	150	150
Höhe h [mm]	300	301	299
G [kg]	12.31	12.35	12.89
Volumen [dm ³]	5.30	5.32	5.28
ρ [kg/dm ³]	2.32	2.32	2.44
Bruchlast P [N]	780000	780000	750000
Druckfläche F [mm ²]	17671.46	17671.46	17671.46
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	44.14	44.14	42.44
Druckfestigkeit (Norm)	52.08	52.08	50.08
Serienfestigkeit Σ	130.72	:3 =	43.57
Serienfestigkeit (Norm)			51.42

Tabelle B 15 Zylinder-Druckfestigkeiten der Platte 4

ZYLINDER-DRUCKFESTIGKEIT

Versuchstag Platte 5 (78 Tage)

Zylinder Nr.	7	30	41
Zylinder-Durchm. [mm]	150	150	150
Höhe h [mm]	301	301	301
G [kg]	12.3	12.37	12.38
Volumen [dm ³]	5.32	5.32	5.32
ρ [kg/dm ³]	2.31	2.33	2.33
Bruchlast P [N]	765600	762700	745500
Druckfläche F [mm ²]	17671.46	17671.46	17671.46
Druckfestigkeit $\beta = P/F$	43.32	43.16	42.19
Druckfestigkeit (Norm)	51.12	50.93	49.78
Serienfestigkeit Σ	128.67	:3 =	42.89
Serienfestigkeit (Norm)			50.61

Tabelle B 16 Zylinder-Druckfestigkeiten der Platte 5 am Versuchstag

Anhang C

Hugoniotversuche - Versuchsbilder

- Abbildung C 1 Versuchsaufbau Platte 1 vor Versuch
- Abbildung C 2 Sprengergebnis Platte 1, totale Zerstörung
- Abbildung C 3 Sprengergebnis Platte 1, größtes auffindbares Fragment
- Abbildung C 4 Kleine Fragmente von Platte 1
- Abbildung C 5 Positionsgitter von Platte 2, bestückt (links) und nach Einbau in Schalung (rechts)
- Abbildung C 6 Versuchsaufbau Platte 2 vor Versuch
- Abbildung C 7 Sprengergebnis Platte 2, totale Zerstörung
- Abbildung C 8 Sprengergebnis Platte 2, ursprünglicher Standort der Platte
- Abbildung C 9 Sprengergebnis Platte 2, Detaildarstellung der Überreste des Positionsgitters inmitten von kompaktiertem Material
- Abbildung C 10 Sprengergebnis Platte 2, größtes auffindbares Fragment
- Abbildung C 11 Versuchsaufbau Platte 3 vor Versuch
- Abbildung C 12 Sprengergebnis Platte 3, globale Schädigung, Kraterbildung
- Abbildung C 13 Sprengergebnis Platte 3, Krater mit entstandenen Fragmenten
- Abbildung C 14 Sprengergebnis Platte 3, Krater freigelegt
- Abbildung C 15 Platte 3 vertikal gesägt, globale Rissbildung
- Abbildung C 16 Platte 3 vertikal gesägt, Rissbildung an einer Längsseite
- Abbildung C 17 Platte 3 vertikal gesägt, Rissbildung im Innern der Platte
- Abbildung C 18 Platte 3 vertikal gesägt, Detailaufnahme Kraterabmessungen
- Abbildung C 19 Positionsgitter von Platte 4 (baugleich Platte 5) nach Einbau in die Schalung
- Abbildung C 20 Kabelführung innerhalb der Platte 4 (baugleich Platte 5)
- Abbildung C 21 Versuchsaufbau Platte 4 vor Versuch
- Abbildung C 22 Sprengergebnis Platte 4, totale Zerstörung
- Abbildung C 23 Sprengergebnis Platte 4, totale Zerstörung, die Fragmente liegen weit um den ursprünglichen Standort der Platte verstreut
- Abbildung C 24 Sprengergebnis Platte 4, ursprünglicher Standort der Platte
- Abbildung C 25 Versuchsaufbau Platte 5 vor Versuch
- Abbildung C 26 Versuchsaufbau Platte 5, Unterseite des phlegmatisierten Plane-Wave-Generators
- Abbildung C 27 Versuchsaufbau Platte 5, Styroporzusatz erkennbar an der Unterseite des phlegmatisierten Plane-Wave-Generators

- Abbildung C 28 Sprengerergebnis Platte 5, globale Schädigung, Kraterbildung
- Abbildung C 29 Sprengerergebnis Platte 5, Krater freigelegt
- Abbildung C 30 Sprengerergebnis Platte 5, Detaildarstellung des im Krater freigelegten Positionsgitters



Abbildung C 1 Versuchsaufbau Platte 1 vor Versuch



Abbildung C 2 Sprengergebnis Platte 1, totale Zerstörung

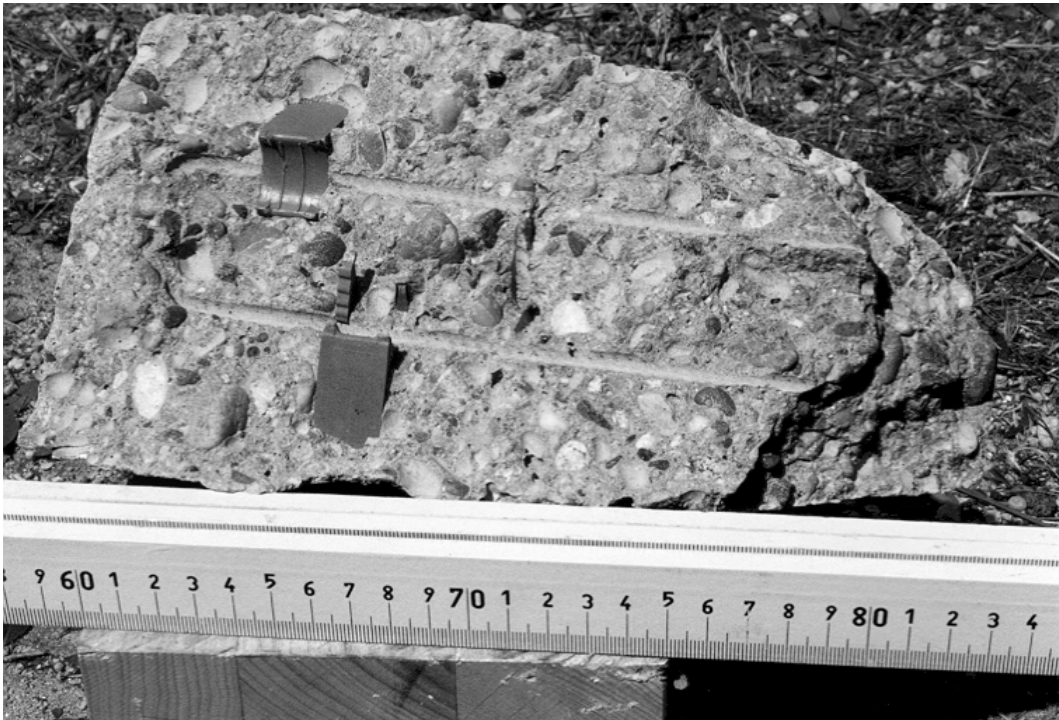


Abbildung C 3 Sprengergebnis Platte 1, größtes auffindbares Fragment



Abbildung C 4 Kleine Fragmente von Platte 1

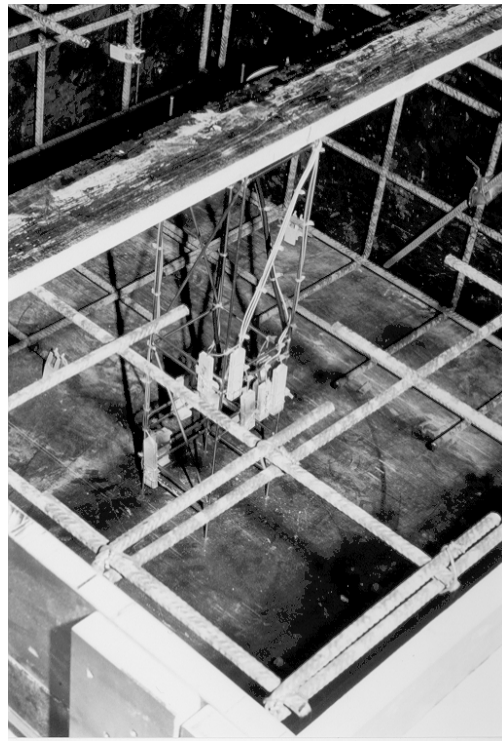
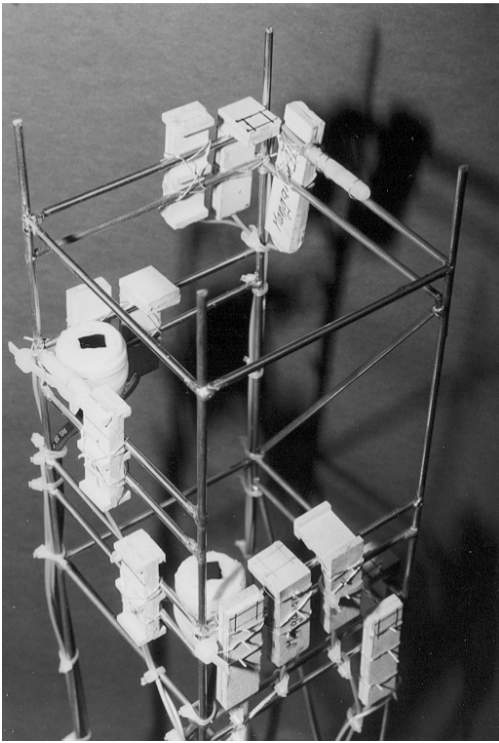


Abbildung C 5 Positionsgitter von Platte 2, bestückt (links) und nach Einbau in Schalung (rechts)

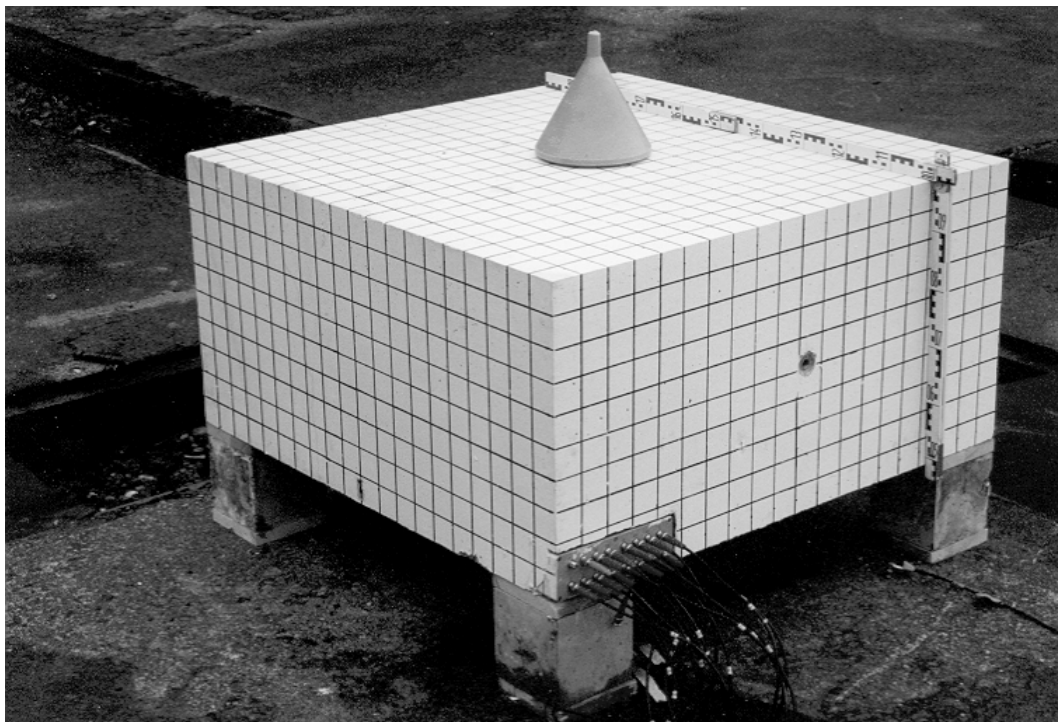


Abbildung C 6 Versuchsaufbau Platte 2 vor Versuch



Abbildung C 7 Sprengergebnis Platte 2, totale Zerstörung



Abbildung C 8 Sprengergebnis Platte 2, ursprünglicher Standort der Platte



Abbildung C 9 Sprengergebnis Platte 2, Detaildarstellung der Überreste des Positionsgitters inmitten von kompaktiertem Material



Abbildung C 10 Sprengergebnis Platte 2, größtes auffindbares Fragment

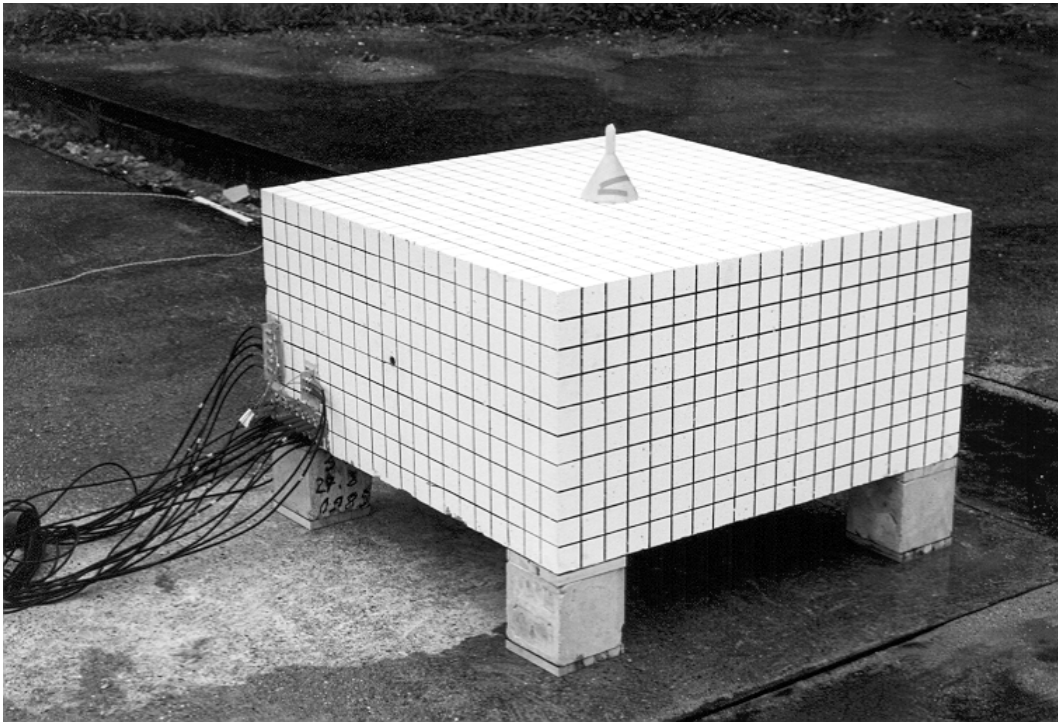


Abbildung C 11 Versuchsaufbau Platte 3 vor Versuch

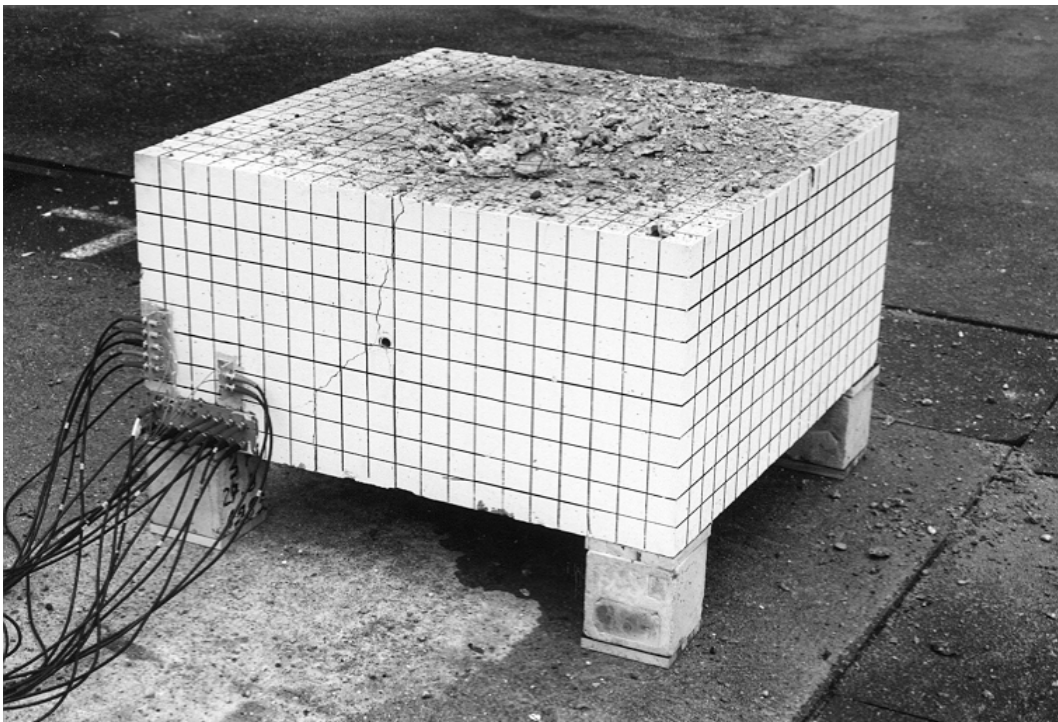


Abbildung C 12 Sprengergebnis Platte 3, globale Schädigung, Kraterbildung

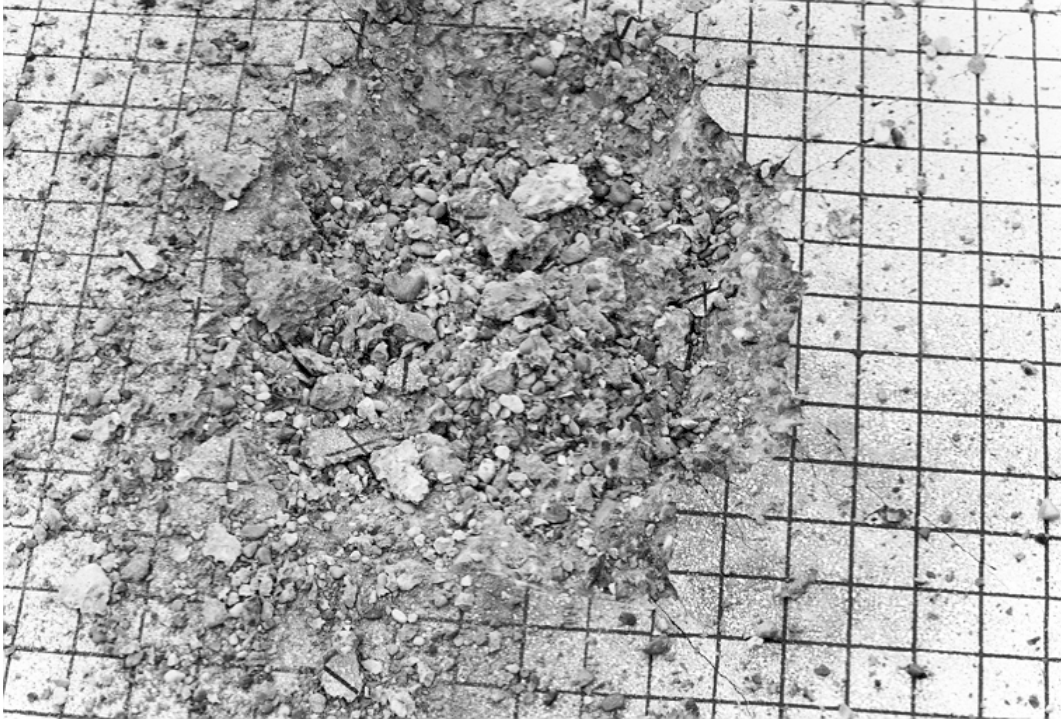


Abbildung C 13 Sprengergebnis Platte 3, Krater mit entstandenen Fragmenten

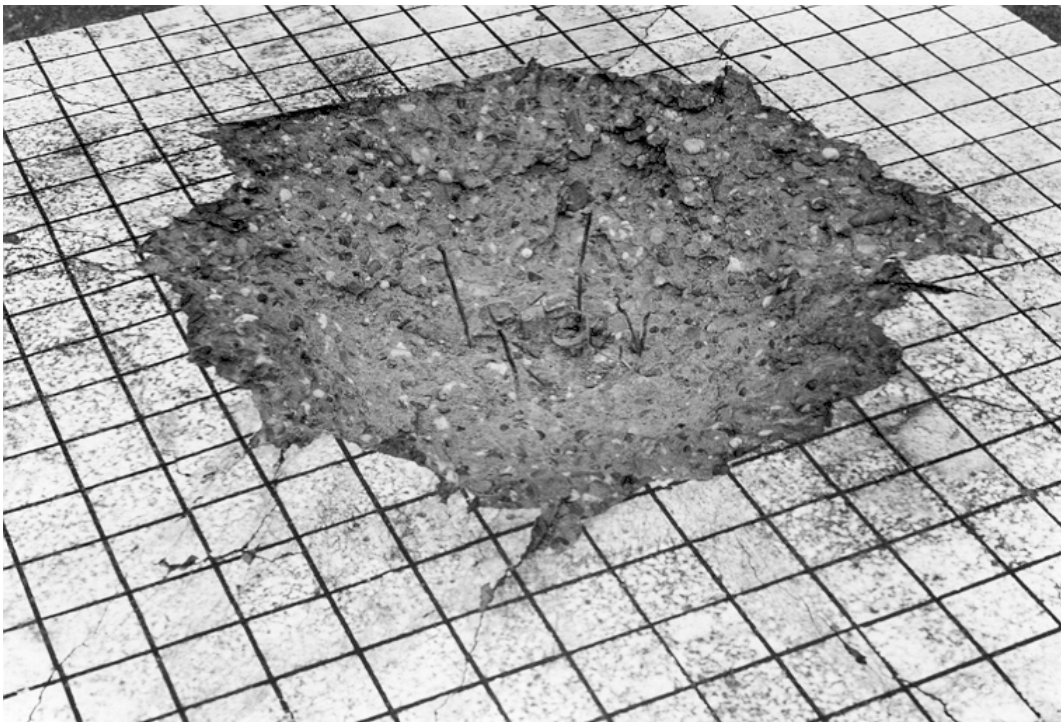


Abbildung C 14 Sprengergebnis Platte 3, Krater freigelegt

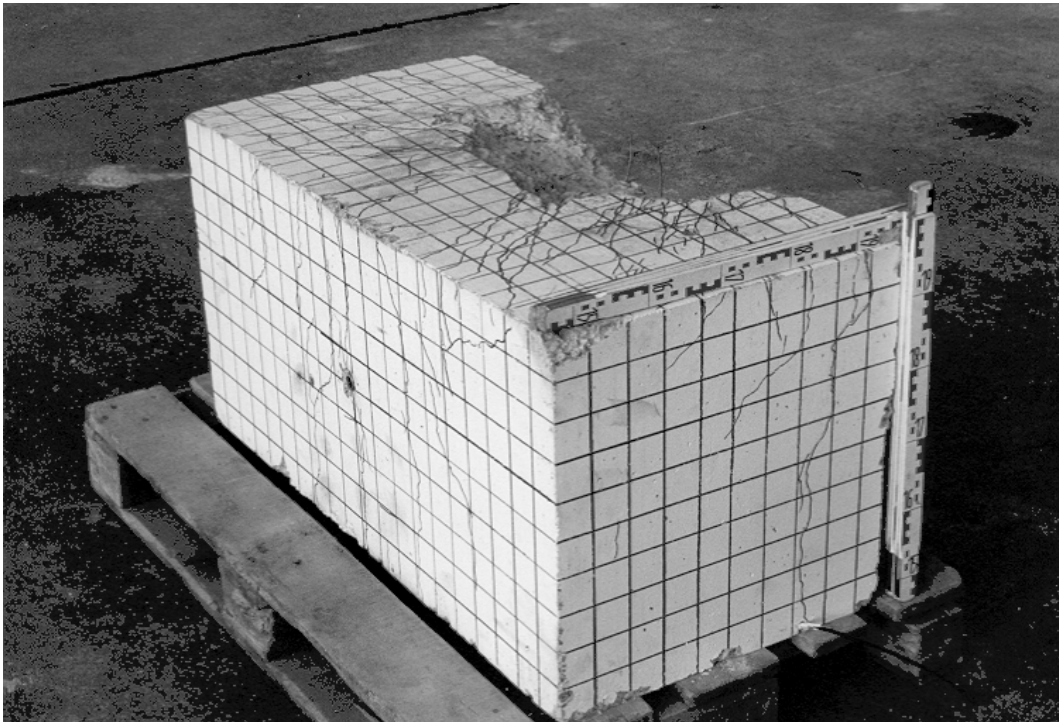


Abbildung C 15 Platte 3 vertikal gesägt, globale Rissbildung

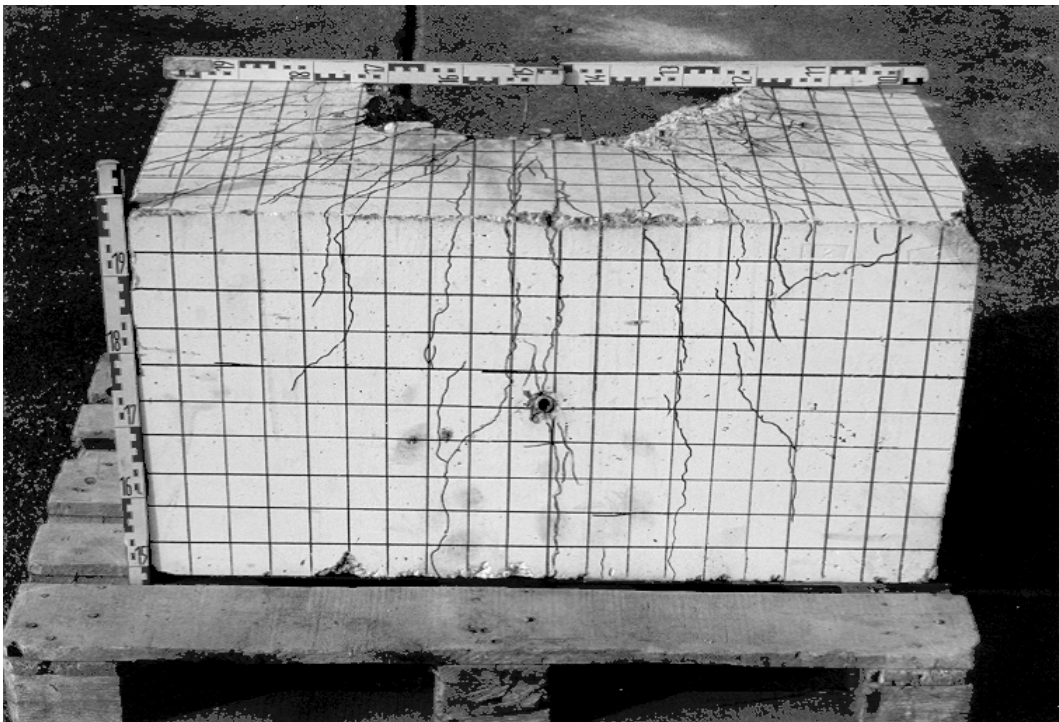


Abbildung C 16 Platte 3 vertikal gesägt, Rissbildung an einer Längsseite



Abbildung C 17 Platte 3 vertikal gesägt, Rissbildung im Innern der Platte

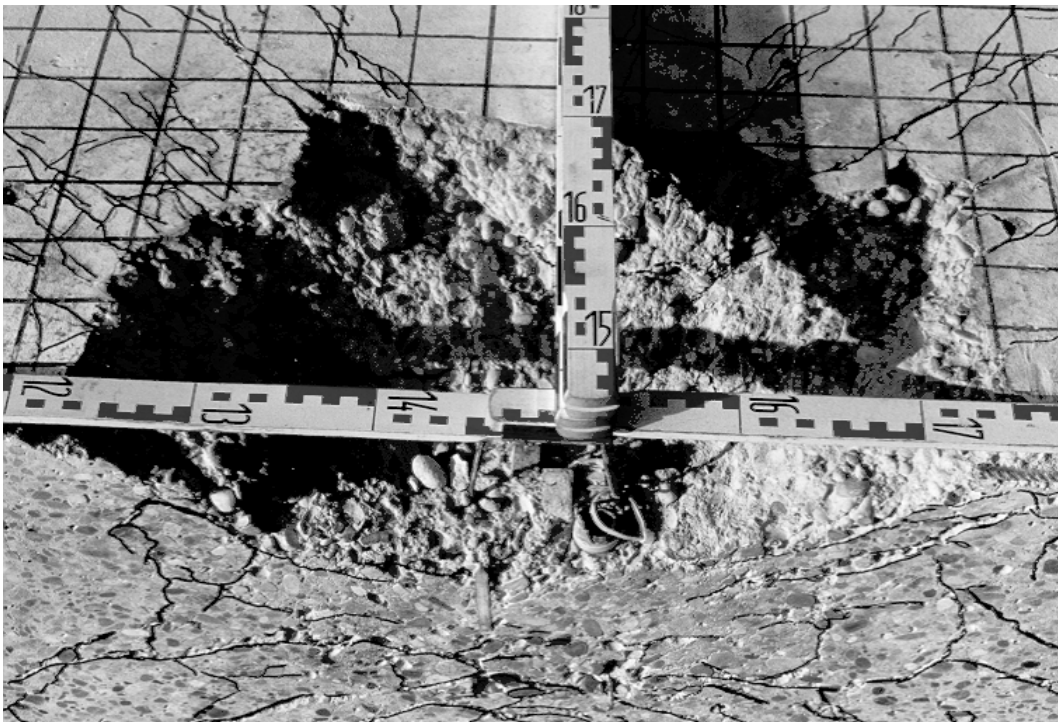


Abbildung C 18 Platte 3 vertikal gesägt, Detailaufnahme Kraterabmessungen



Abbildung C 19 Positionsgitter von Platte 4 (baugleich Platte 5) nach Einbau in die Schalung

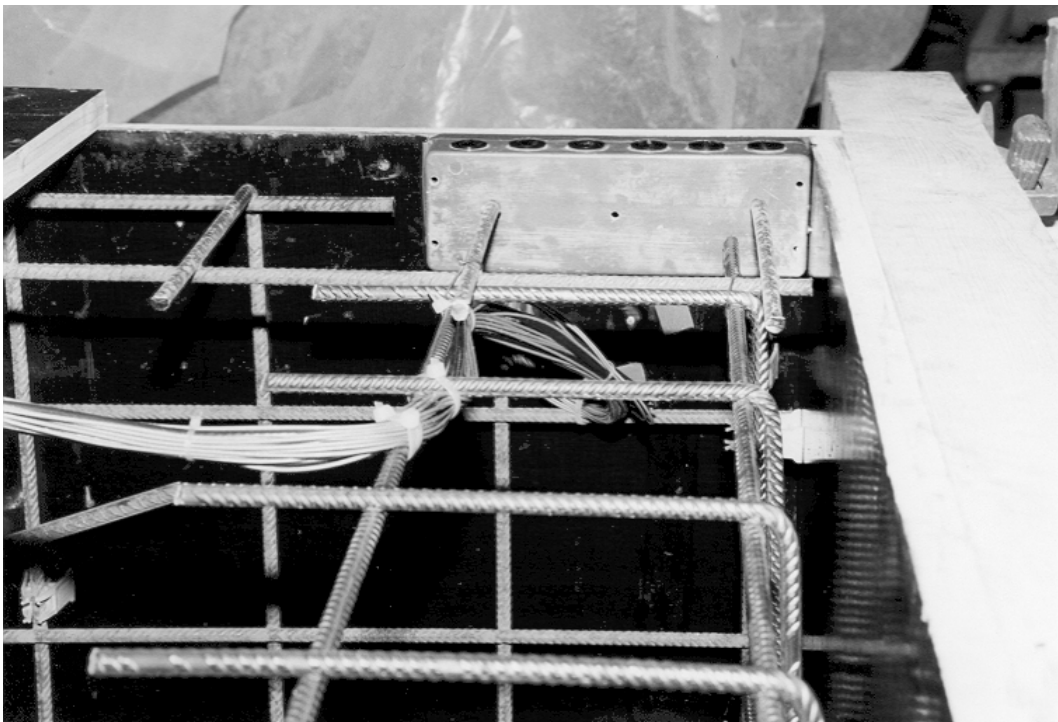


Abbildung C 20 Kabelführung innerhalb der Platte 4 (baugleich Platte 5)



Abbildung C 21 Versuchsaufbau Platte 4 vor Versuch



Abbildung C 22 Sprengergebnis Platte 4, totale Zerstörung

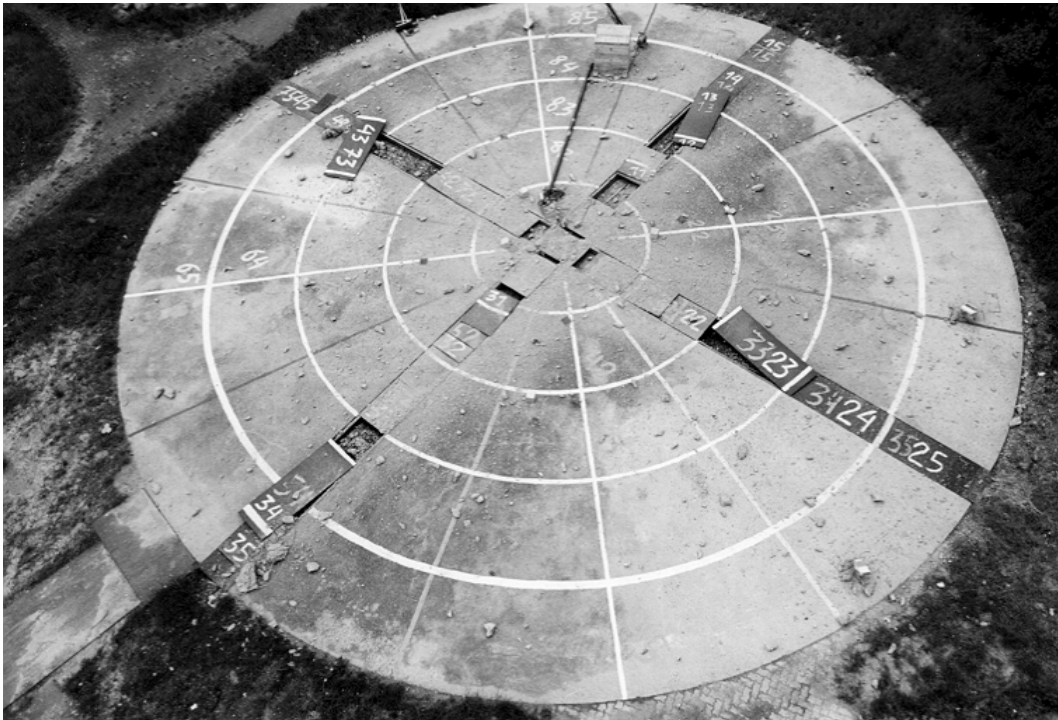


Abbildung C 23 Sprengergebnis Platte 4, totale Zerstörung, die Fragmente liegen weit um den ursprünglichen Standort der Platte verstreut



Abbildung C 24 Sprengergebnis Platte 4, ursprünglicher Standort der Platte

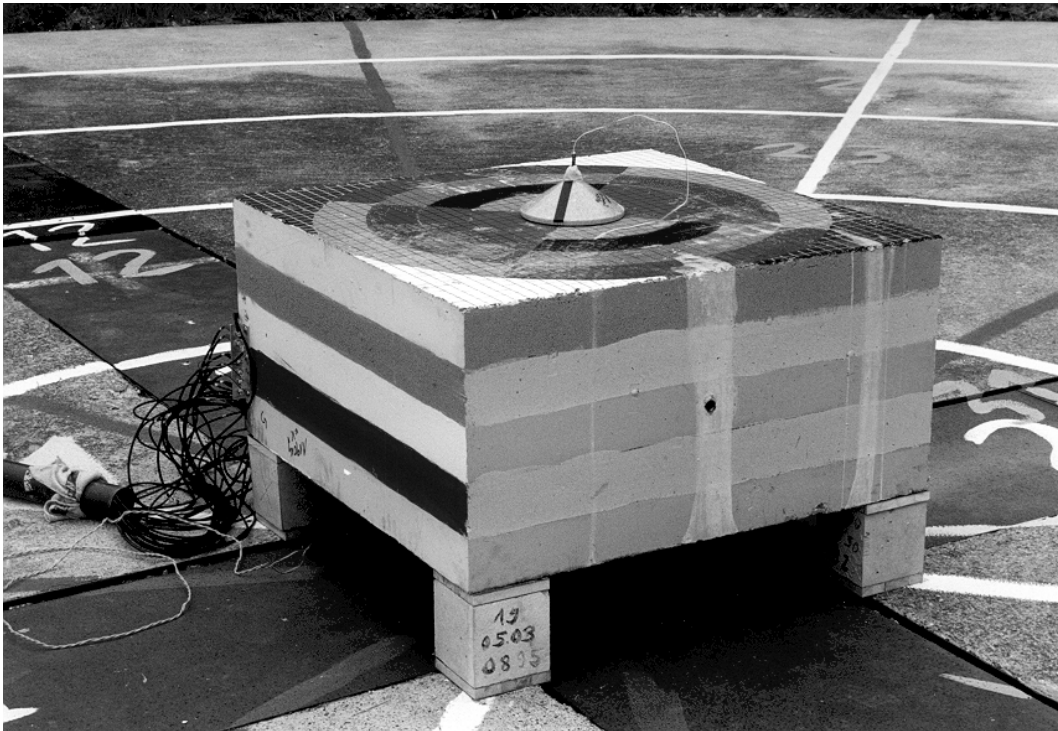


Abbildung C 25 Versuchsaufbau Platte 5 vor Versuch



Abbildung C 26 Versuchsaufbau Platte 5, Unterseite des phlegmatisierten Plane-Wave-Generators

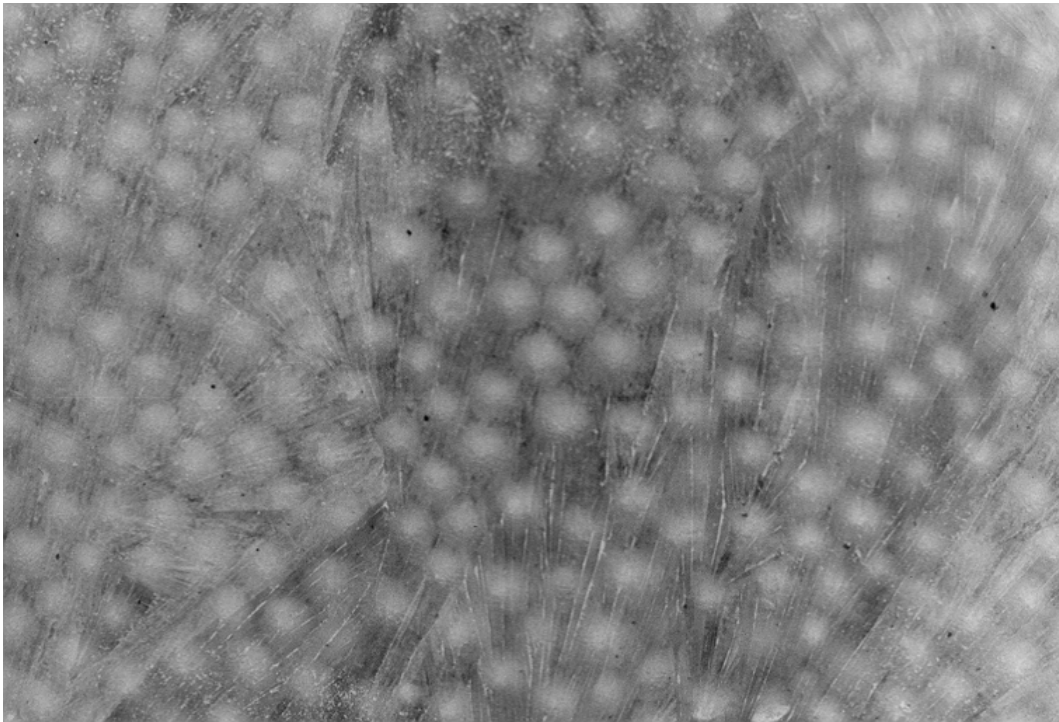


Abbildung C 27 Versuchsaufbau Platte 5, Styroporzusatz erkennbar an der Unterseite des phlegmatisierten Plane-Wave-Generators

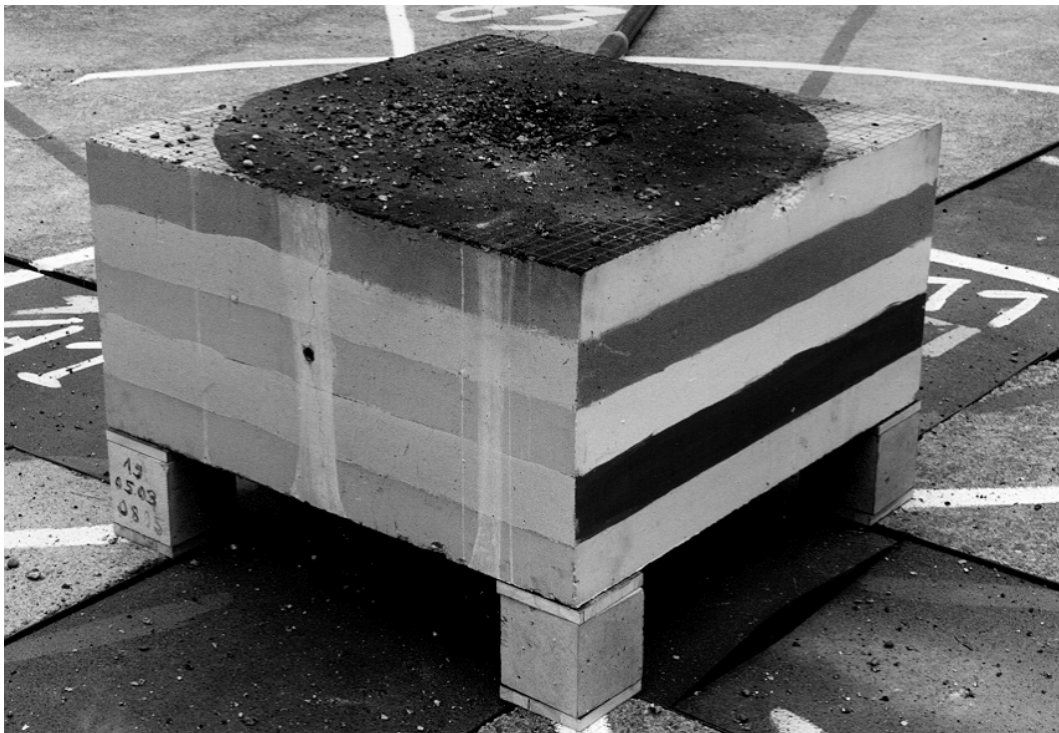


Abbildung C 28 Sprengergebnis Platte 5, globale Schädigung, Kraterbildung

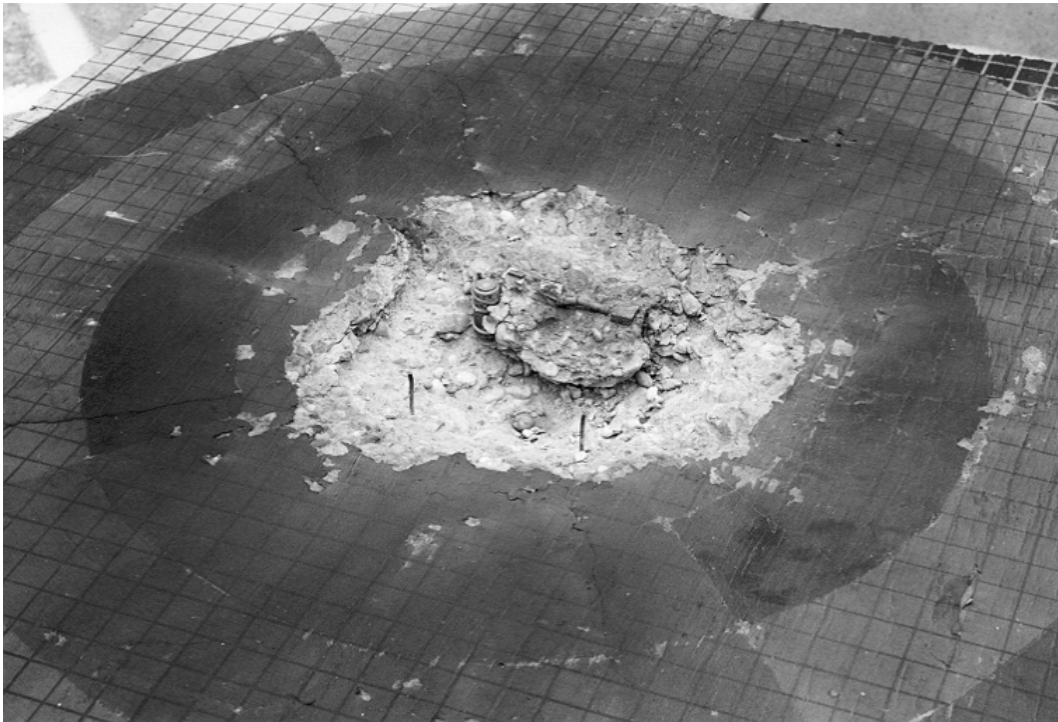


Abbildung C 29 Sprengergebnis Platte 5, Krater freigelegt



Abbildung C 30 Sprengergebnis Platte 5, Detaildarstellung des im Krater freigelegten Positionsgitters

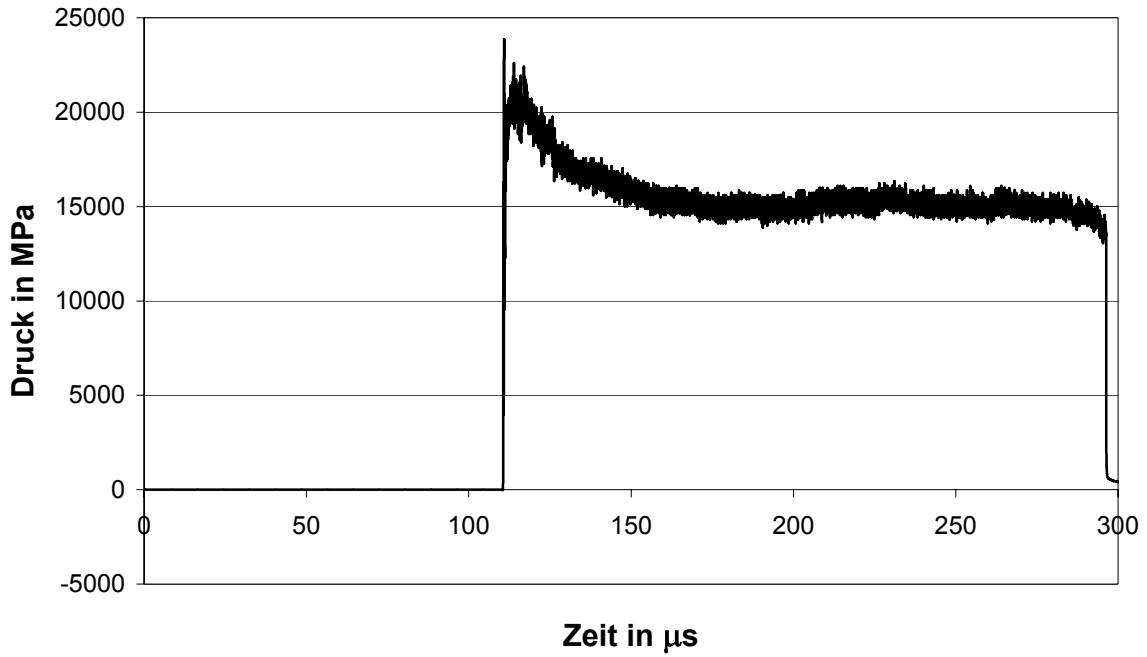
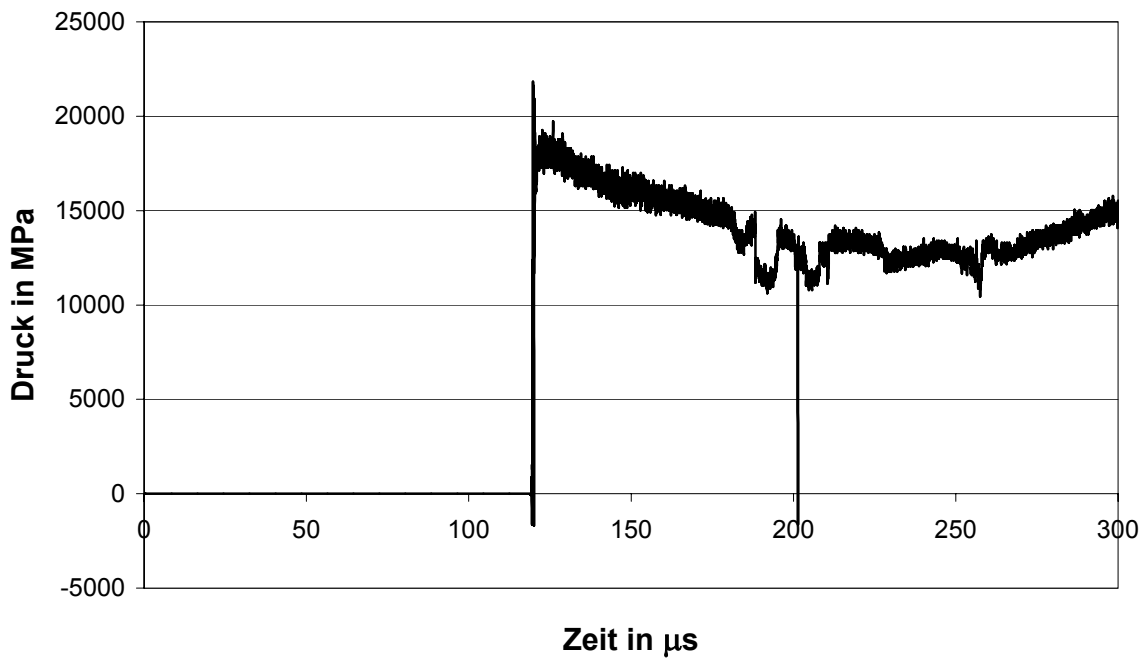
Anhang D

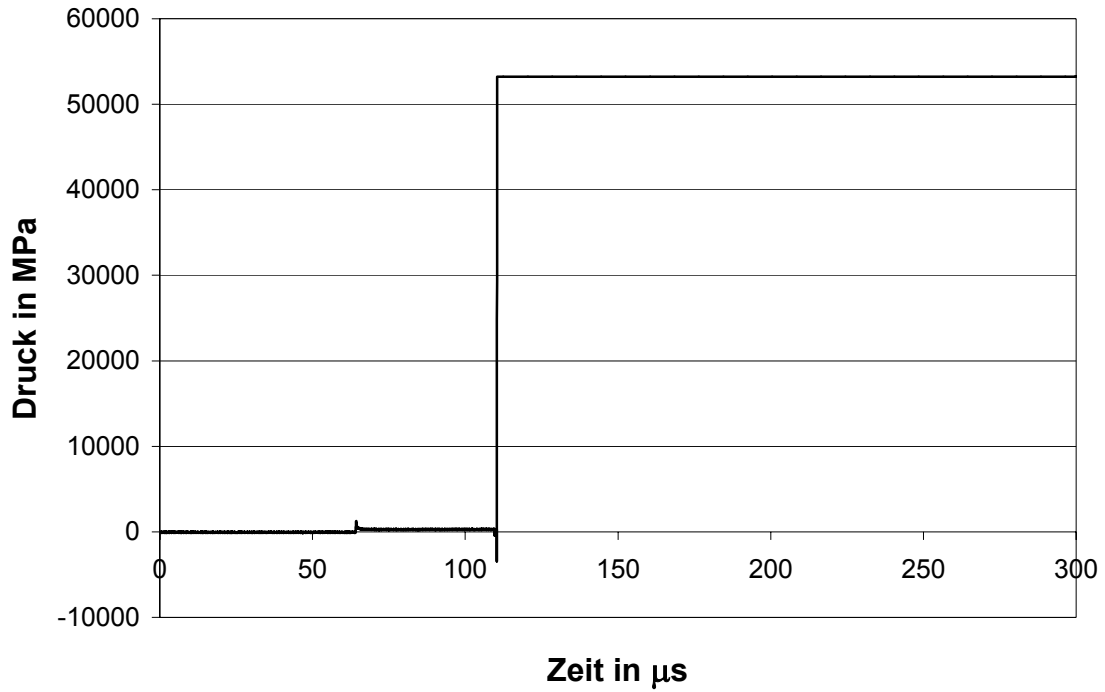
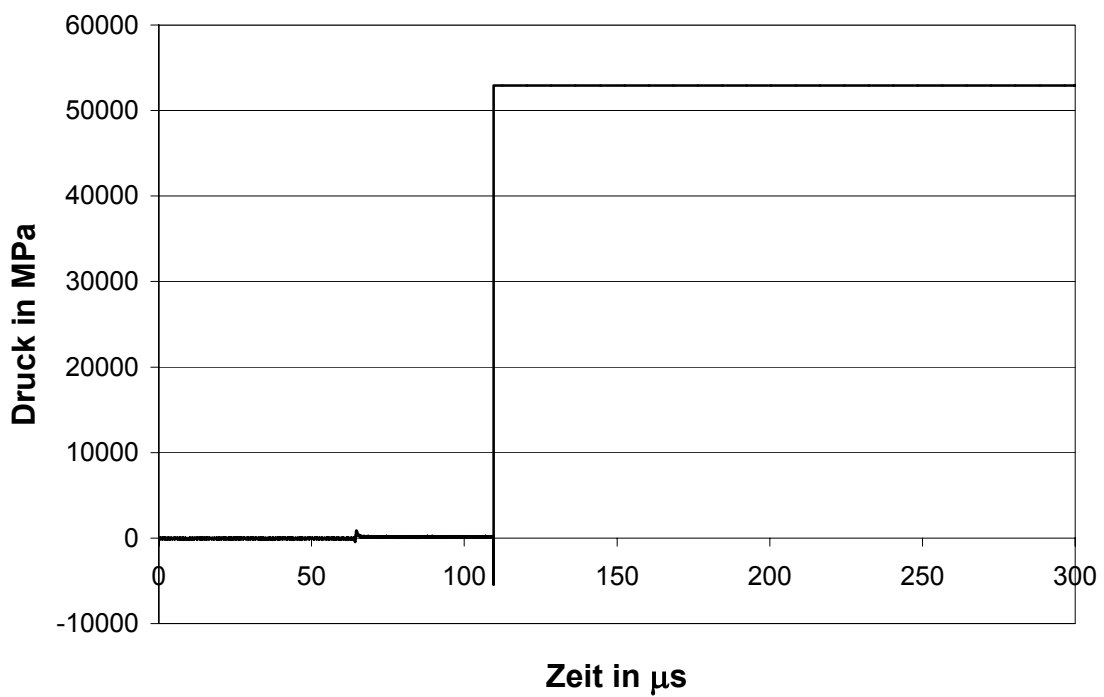
Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 1

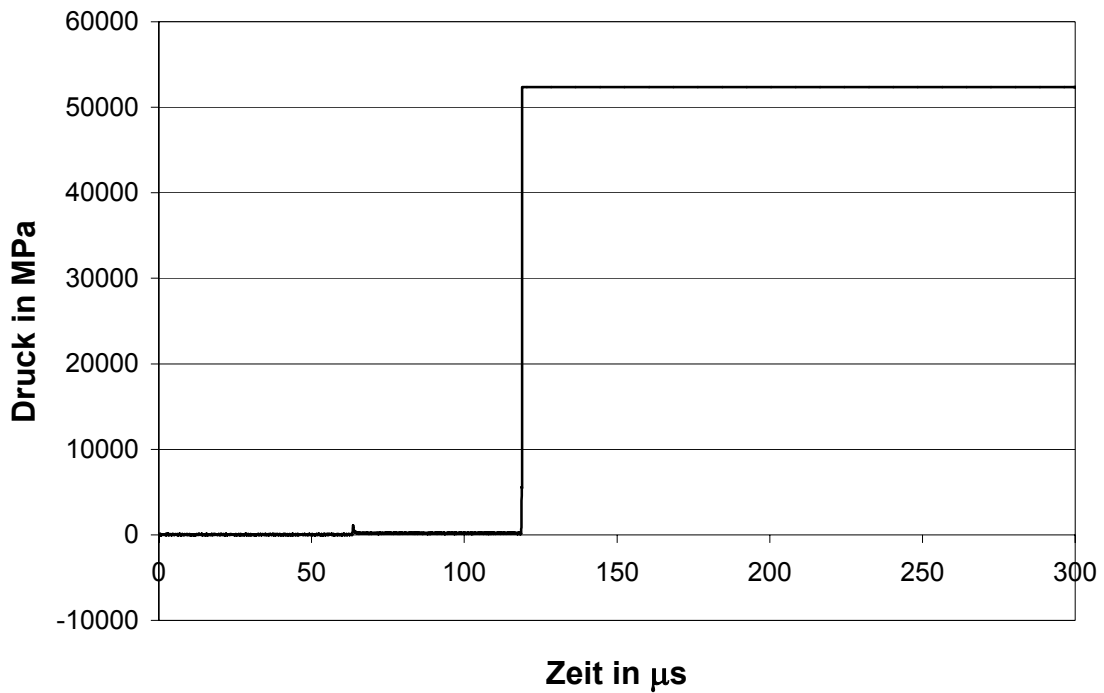
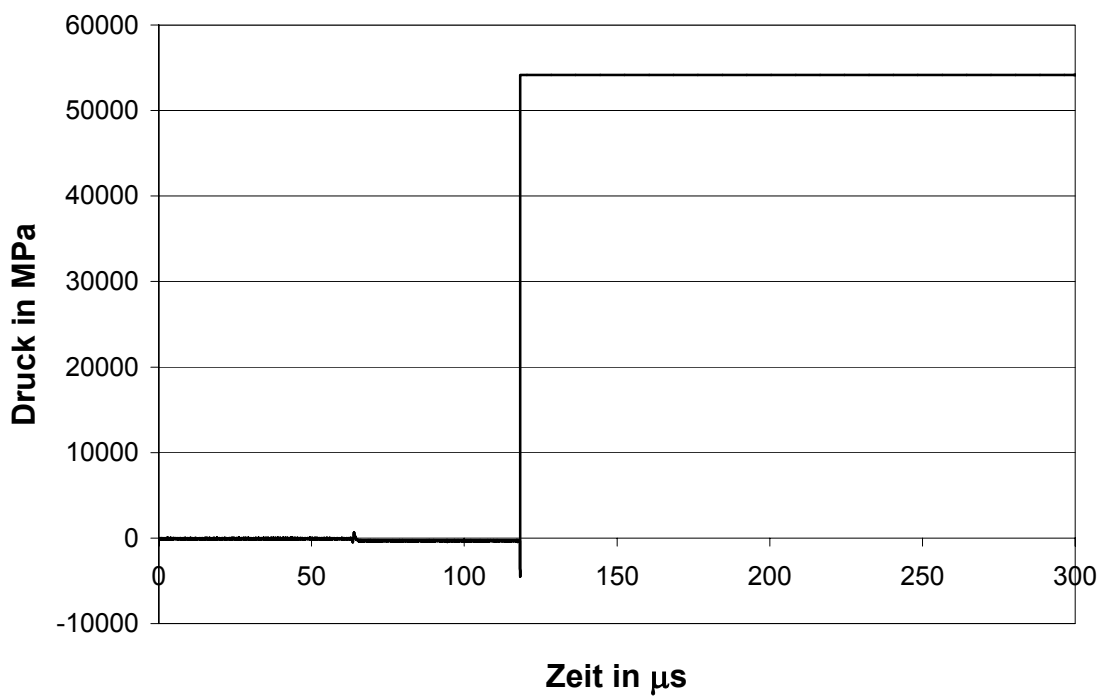
Abbildung D 1	Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 2,5$ cm
Abbildung D 2	Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 6,5$ cm
Abbildung D 3	Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 2,5$ cm
Abbildung D 4	Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 2,5$ cm, Querrichtung
Abbildung D 5	Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 6,5$ cm
Abbildung D 6	Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 6,5$ cm, Querrichtung
Abbildung D 7	Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 6,5$ cm, in Sandstein gekapselt
Abbildung D 8	Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 10,5$ cm
Abbildung D 9	Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 10,5$ cm, Querrichtung
Abbildung D 10	Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 10,5$ cm, in Quartz gekapselt
Abbildung D 11	Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 2,5$ cm
Abbildung D 12	Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 6,5$ cm
Abbildung D 13	Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 10,5$ cm
Abbildung D 14	Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 10,5$ cm, Querrichtung
Abbildung D 15	Messkurve des Aufnehmers TS1, Einbautiefe $h = 7$ cm

Bezeichnungen der Messelemente:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

Abbildung D 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 2,5$ cmAbbildung D 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 6,5$ cm

Abbildung D 3 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 2,5$ cmAbbildung D 4 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 2,5$ cm,
Querrichtung

Abbildung D 5 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 6,5$ cmAbbildung D 6 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 6,5$ cm,
Querrichtung

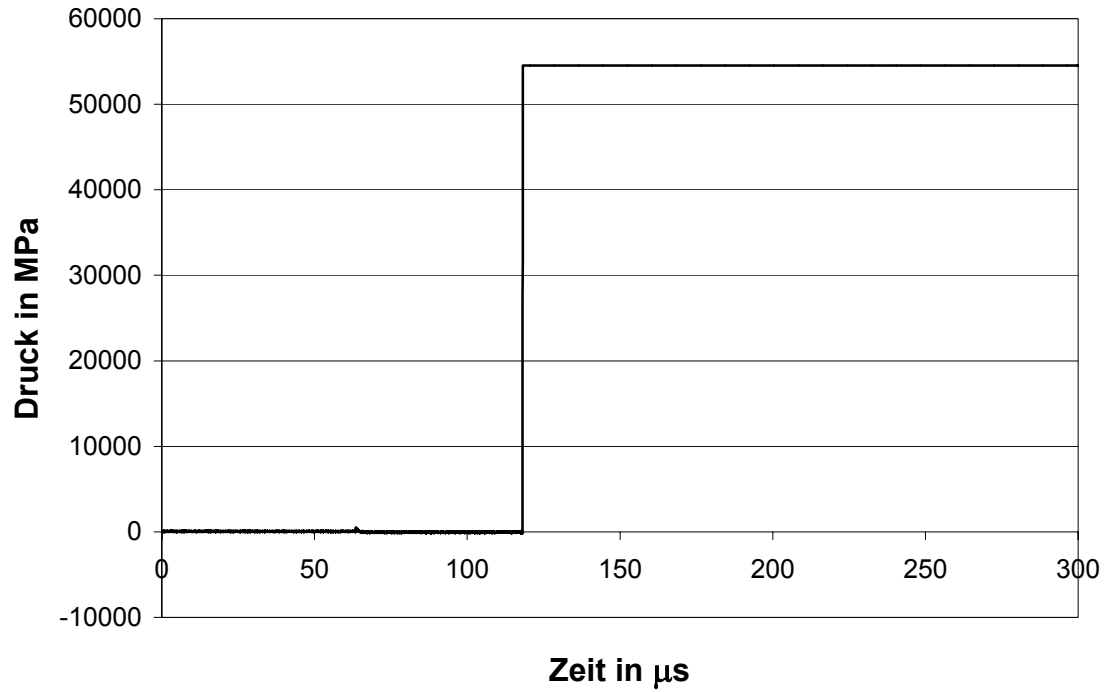


Abbildung D 7 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 6,5$ cm, in Sandstein gekapselt

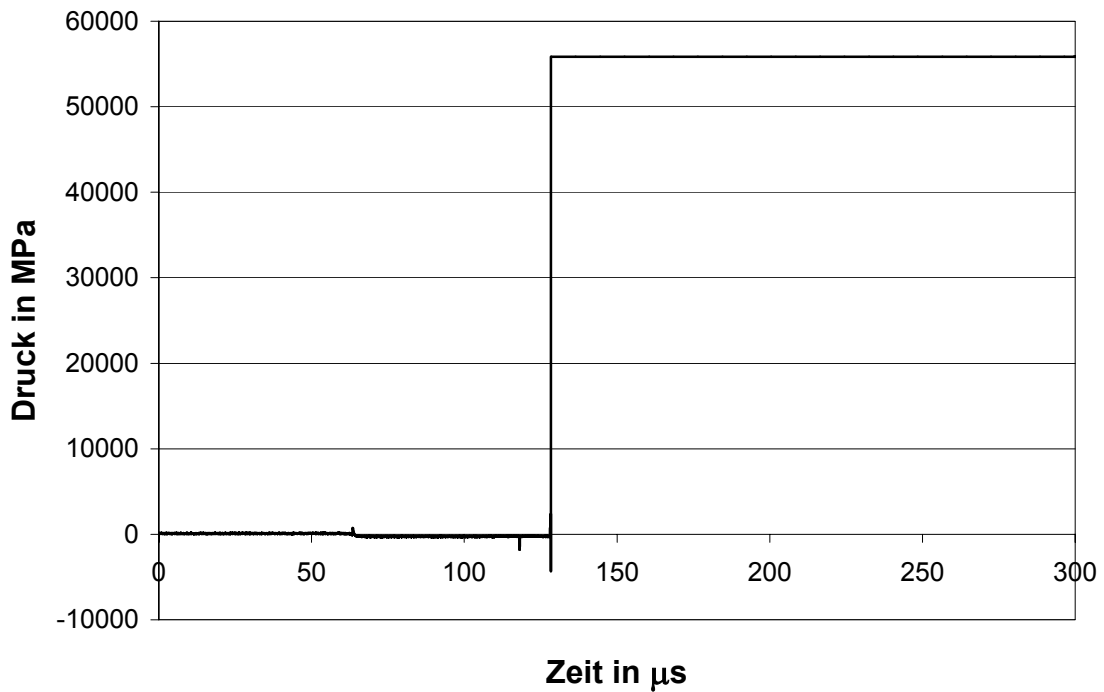


Abbildung D 8 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 10,5$ cm

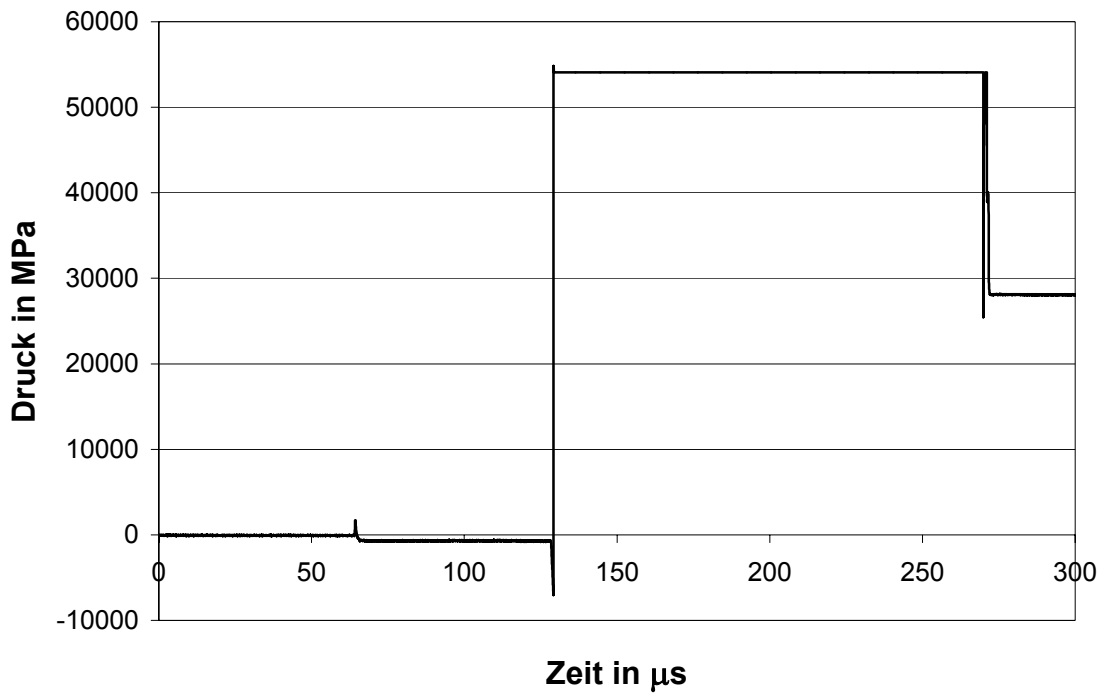


Abbildung D 9 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 10,5$ cm, Querrichtung

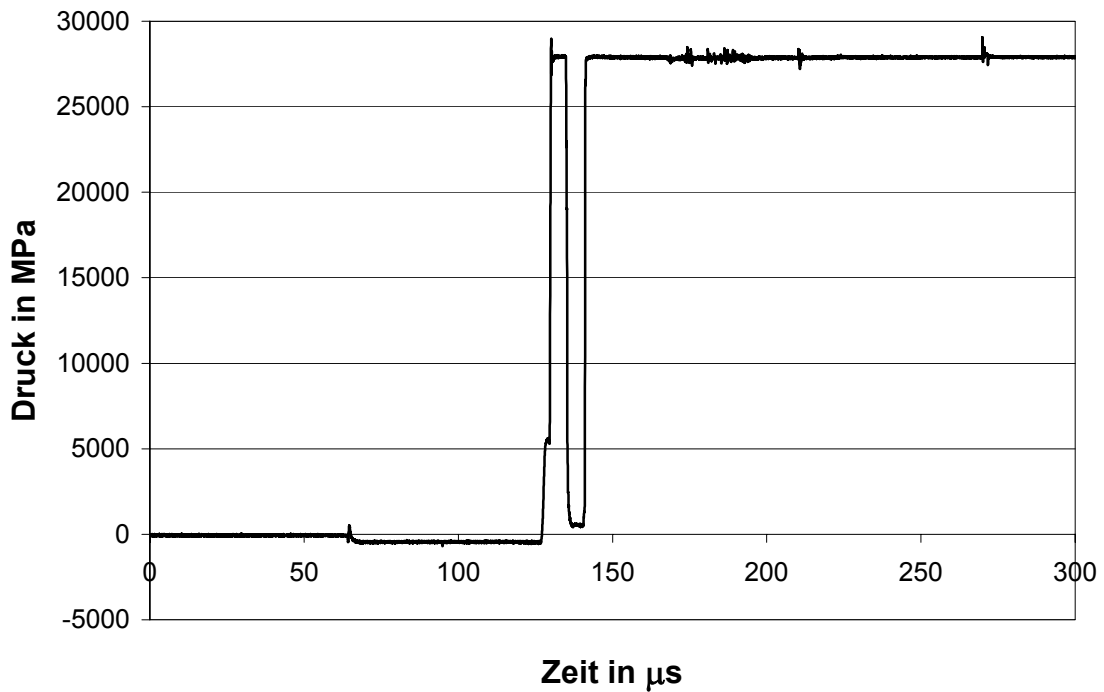
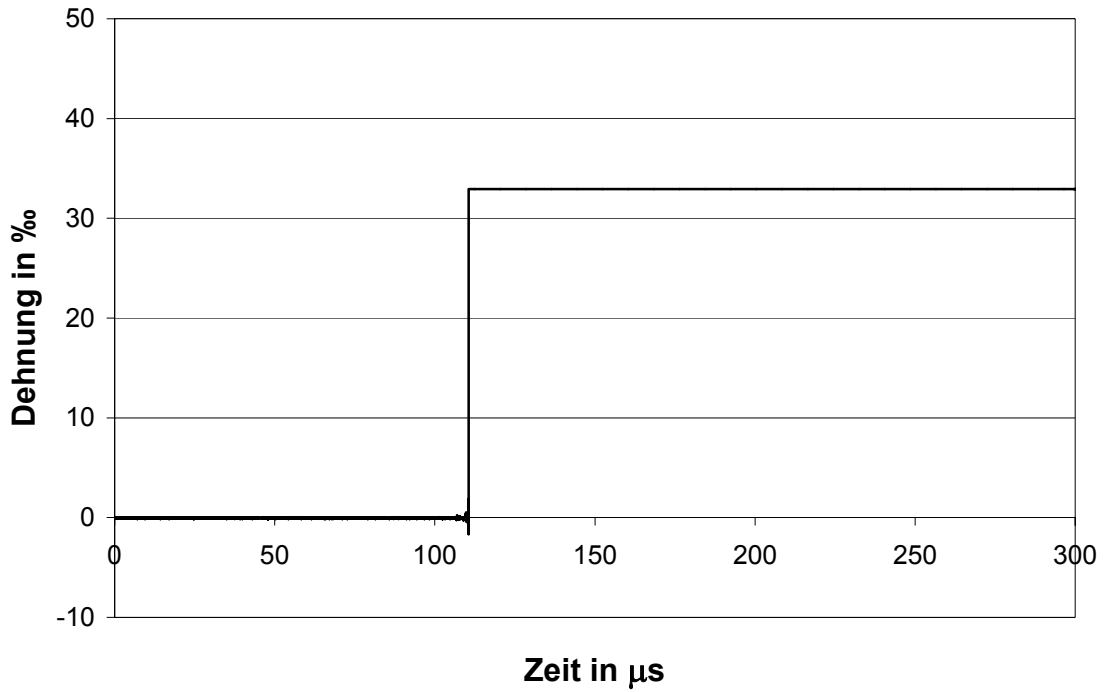
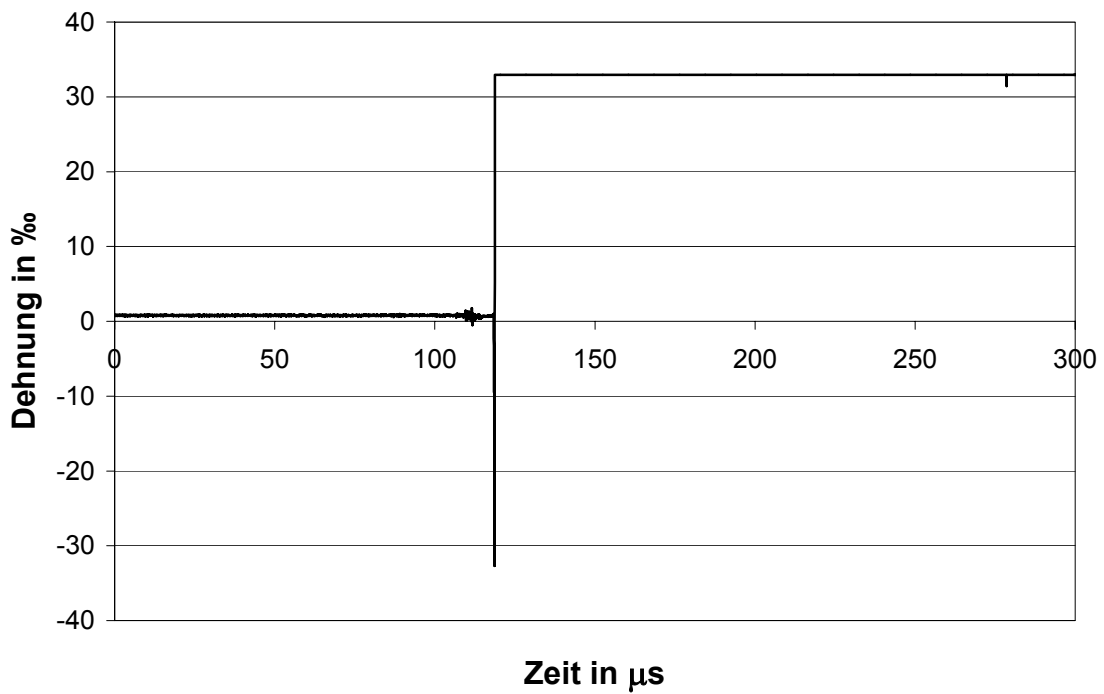
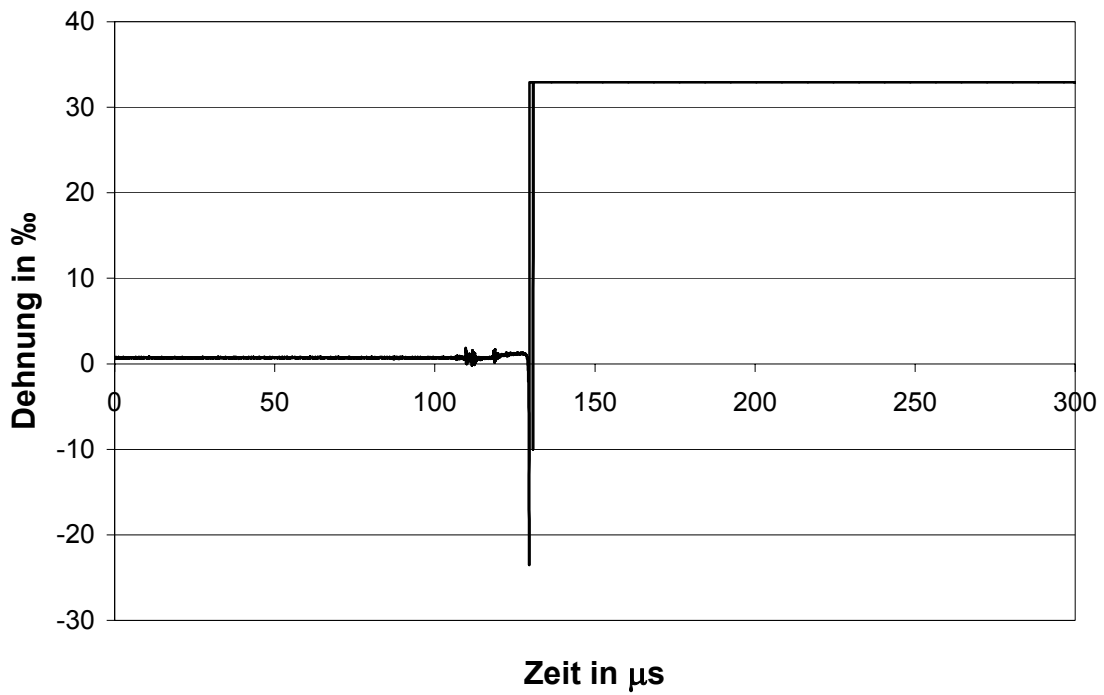
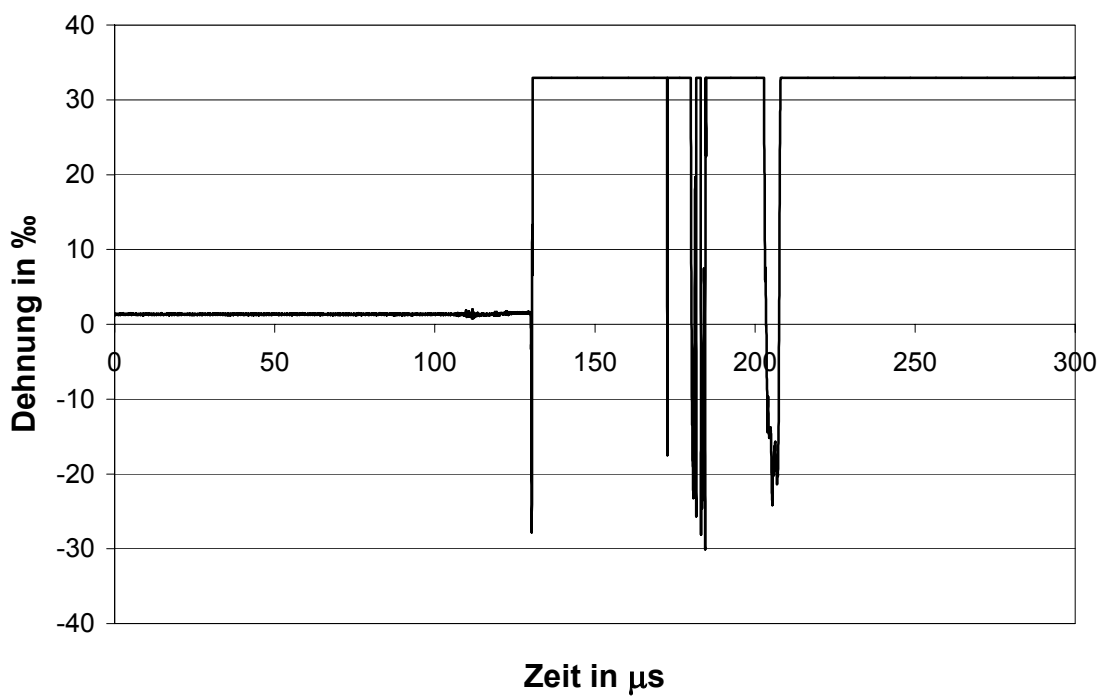


Abbildung D 10 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 10,5$ cm, in Quartz gekapselt

Abbildung D 11 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 2,5 \text{ cm}$ Abbildung D 12 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 6,5 \text{ cm}$

Abbildung D 13 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 10,5 \text{ cm}$ Abbildung D 14 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 10,5 \text{ cm}$,
Querrichtung

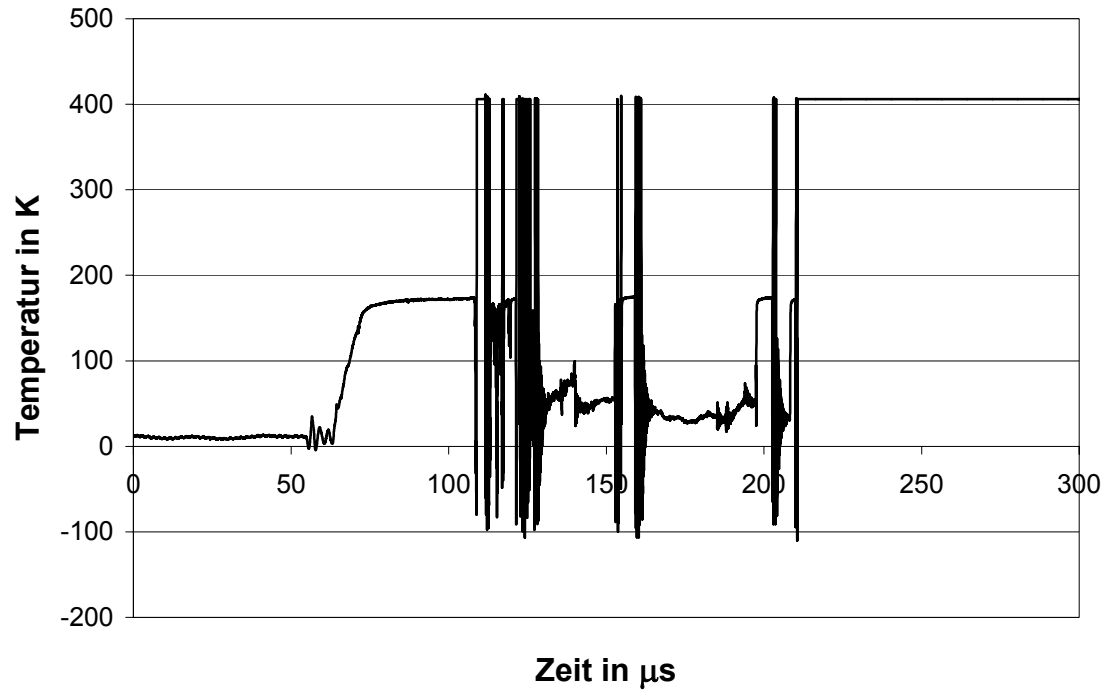


Abbildung D 15 Messkurve des Aufnehmers TS1, Einbautiefe $h = 7$ cm

Anhang E

Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 2

- Abbildung E 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 3$ cm
- Abbildung E 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 9$ cm
- Abbildung E 3 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 3$ cm
- Abbildung E 4 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 3$ cm,
Querrichtung
- Abbildung E 5 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 9$ cm
- Abbildung E 6 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 9$ cm,
Querrichtung
- Abbildung E 7 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 15$ cm
- Abbildung E 8 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 15$ cm,
Querrichtung
- Abbildung E 9 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 21$ cm
- Abbildung E 10 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 21$ cm,
Querrichtung
- Abbildung E 11 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 3$ cm
- Abbildung E 12 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 9$ cm
- Abbildung E 13 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 15$ cm
- Abbildung E 14 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 15$ cm,
Querrichtung
- Abbildung E 15 Messkurve des Aufnehmers TS1, Einbautiefe $h = 9$ cm

Bezeichnungen der Messelemente:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

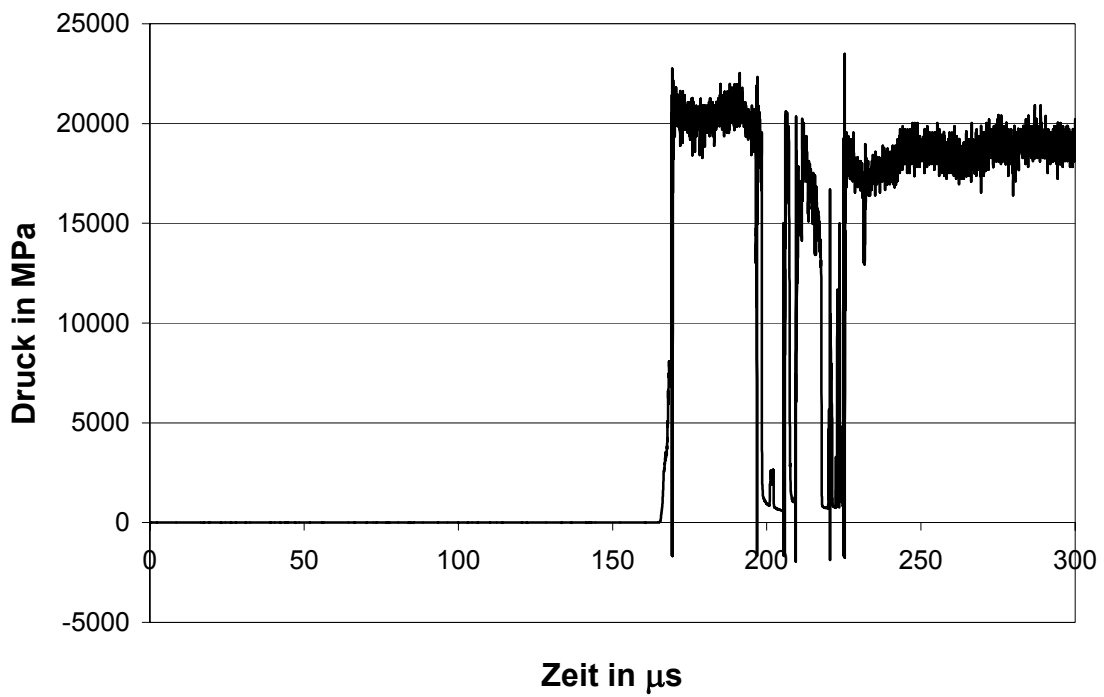


Abbildung E 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 3 \text{ cm}$

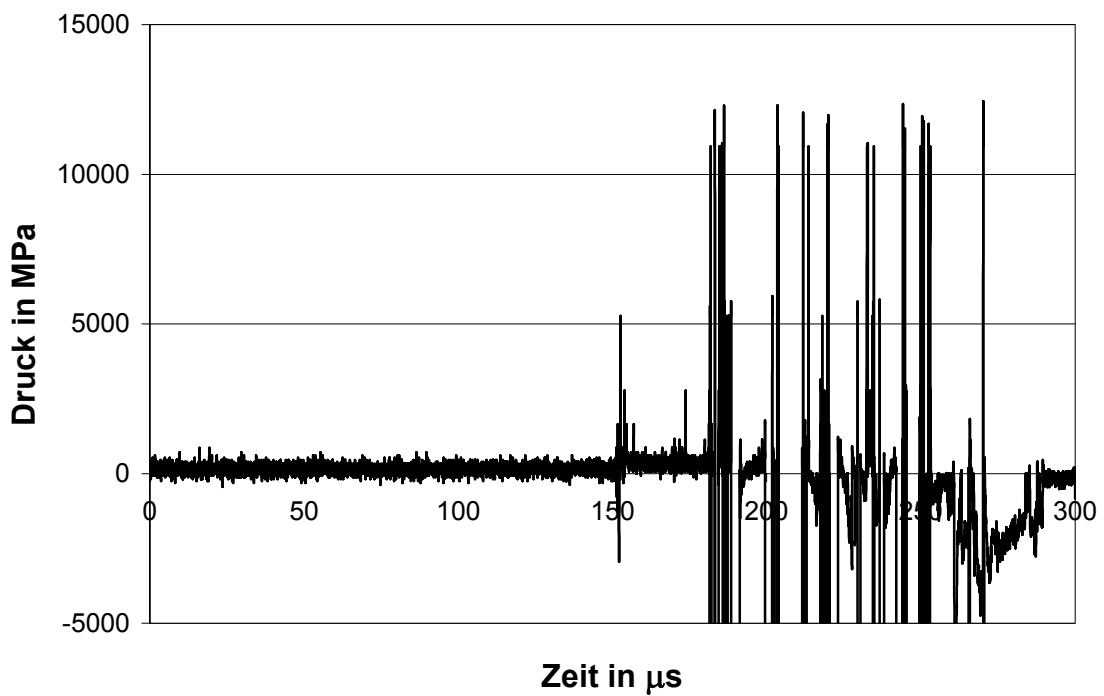
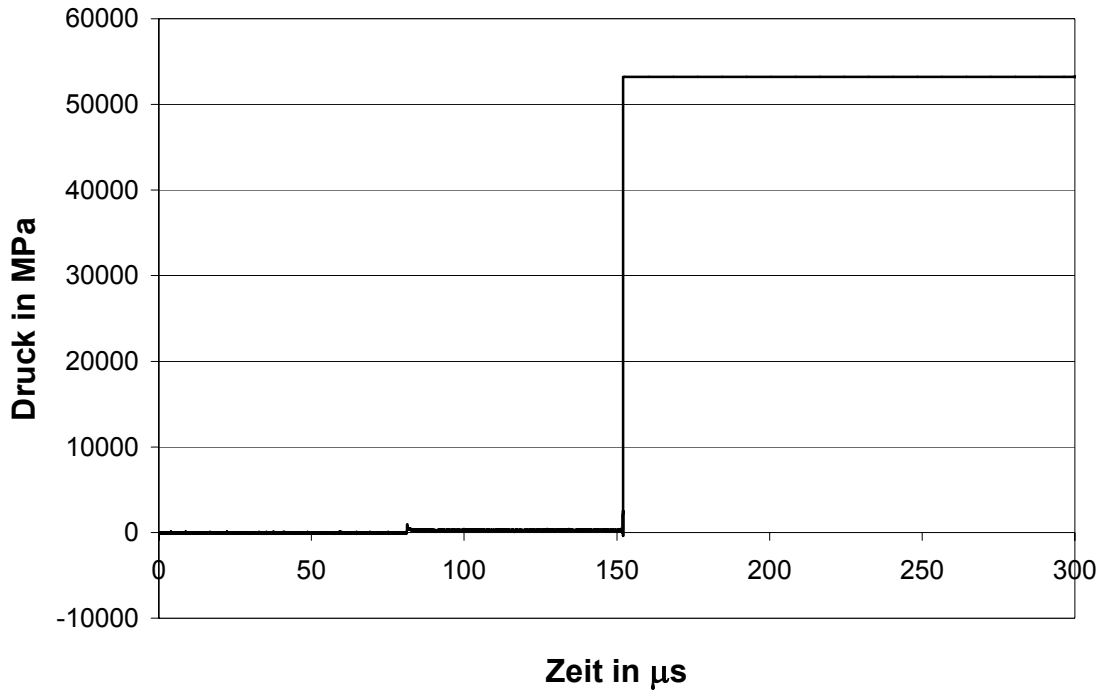
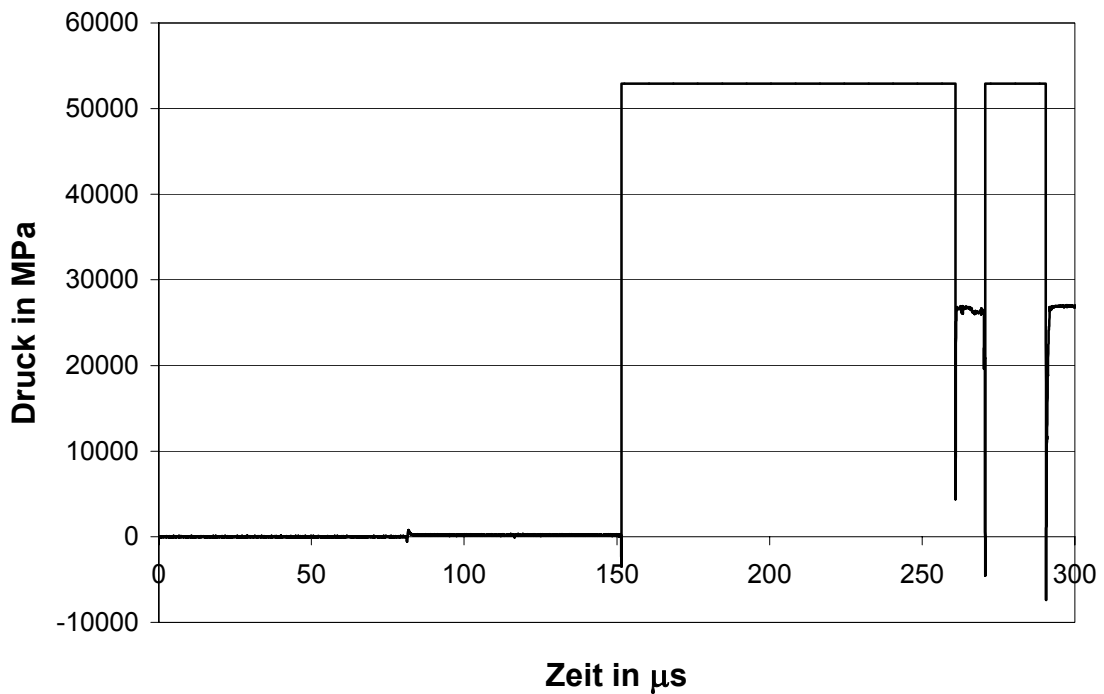
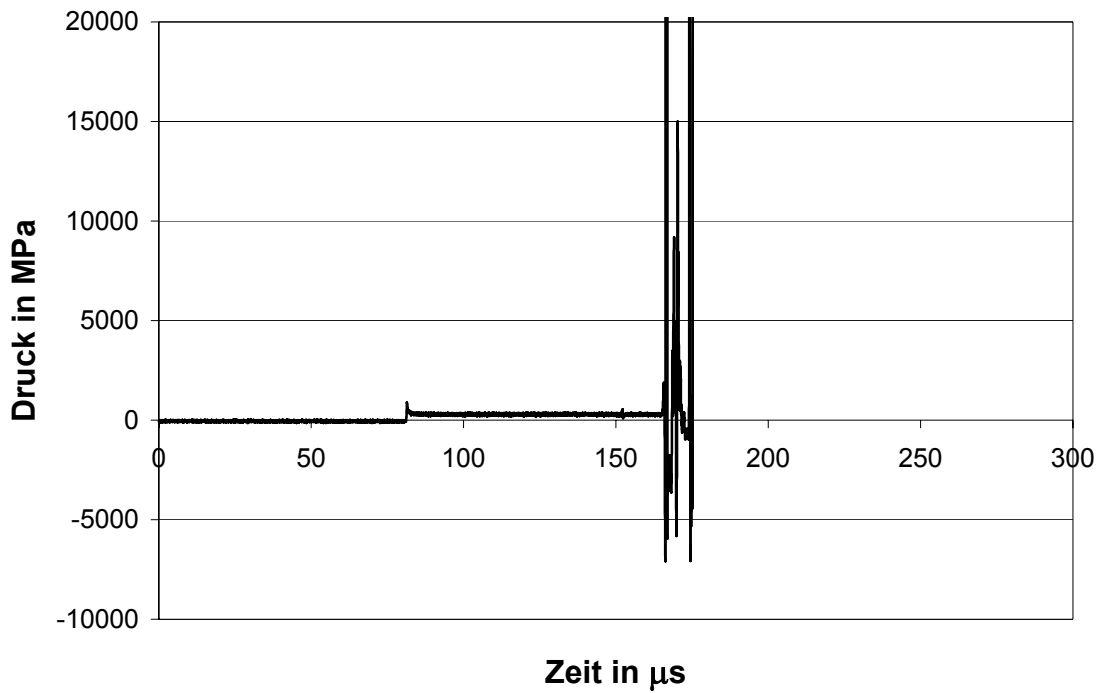
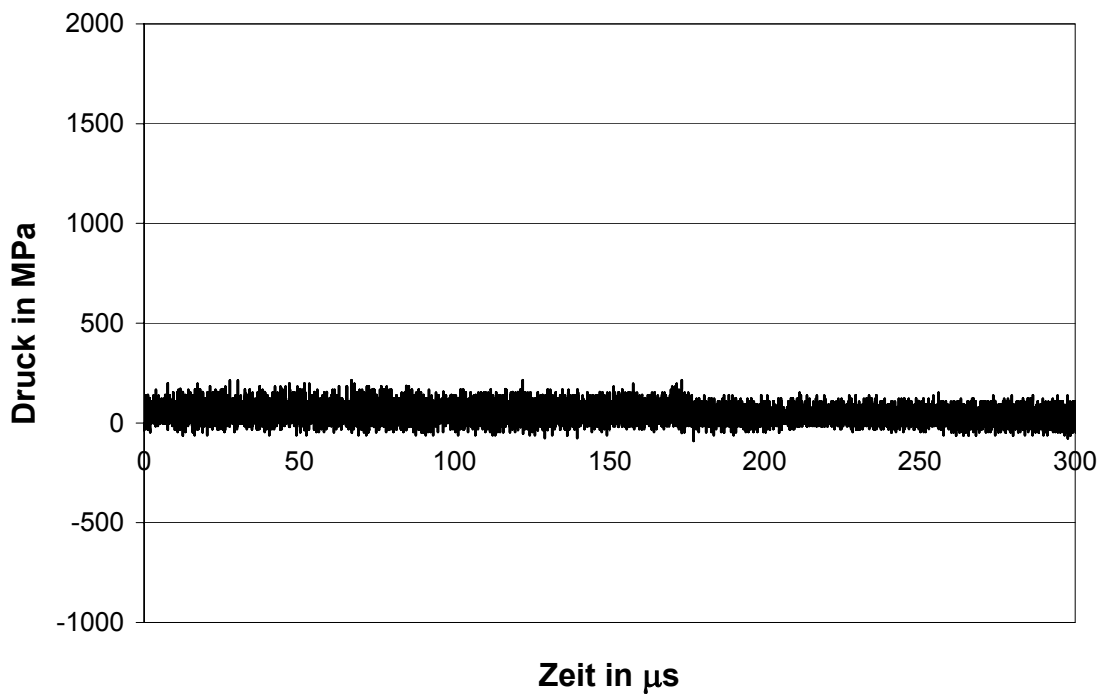
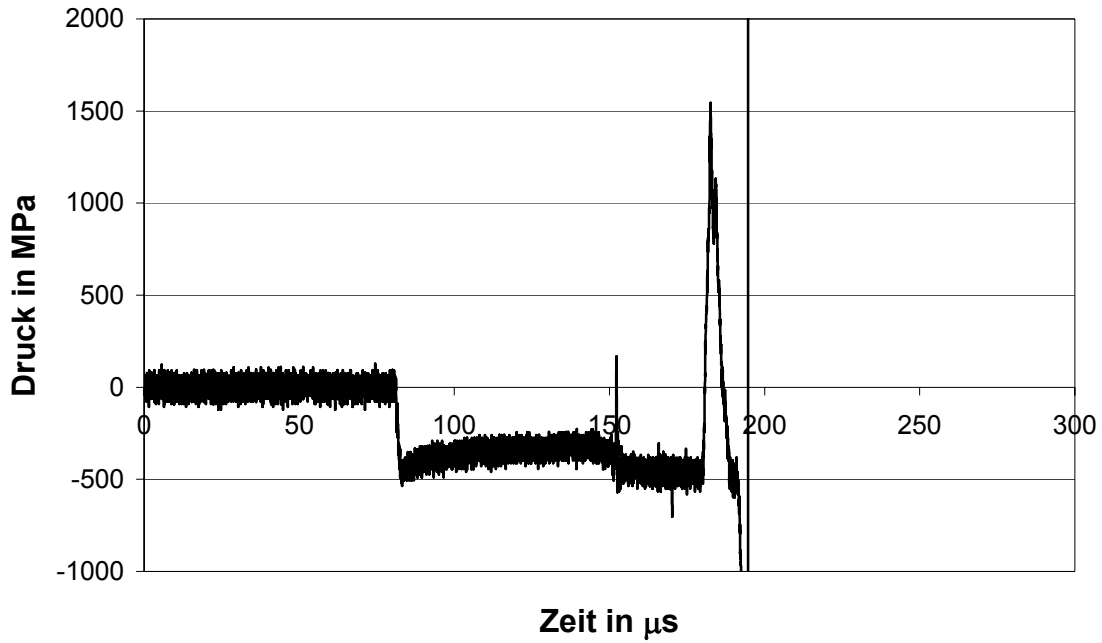
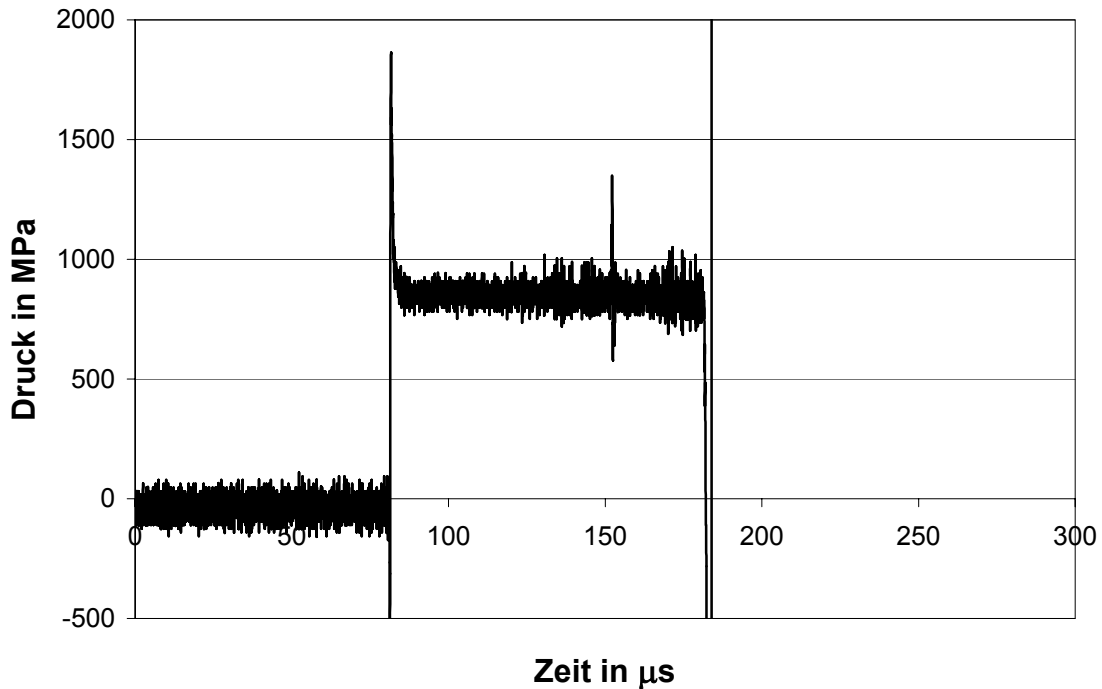
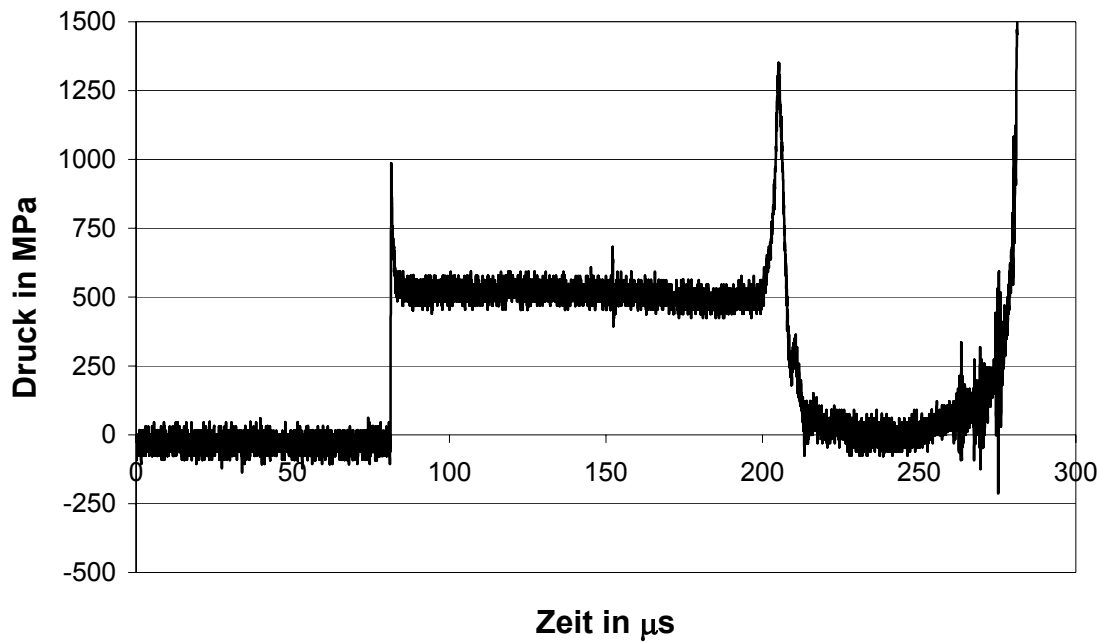
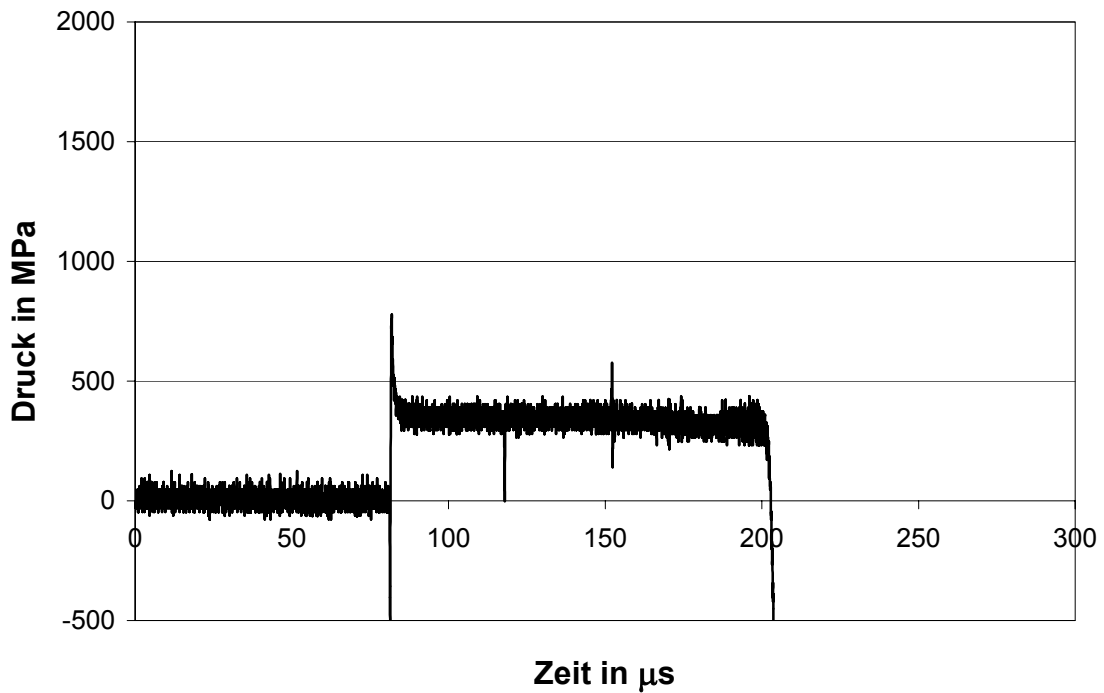


Abbildung E 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 9 \text{ cm}$

Abbildung E 3 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 3$ cmAbbildung E 4 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 3$ cm,
Querrichtung

Abbildung E 5 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 9$ cmAbbildung E 6 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 9$ cm,
Querrichtung

Abbildung E 7 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 15$ cmAbbildung E 8 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 15$ cm, Querrichtung

Abbildung E 9 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 21$ cmAbbildung E 10 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 21$ cm, Querrichtung

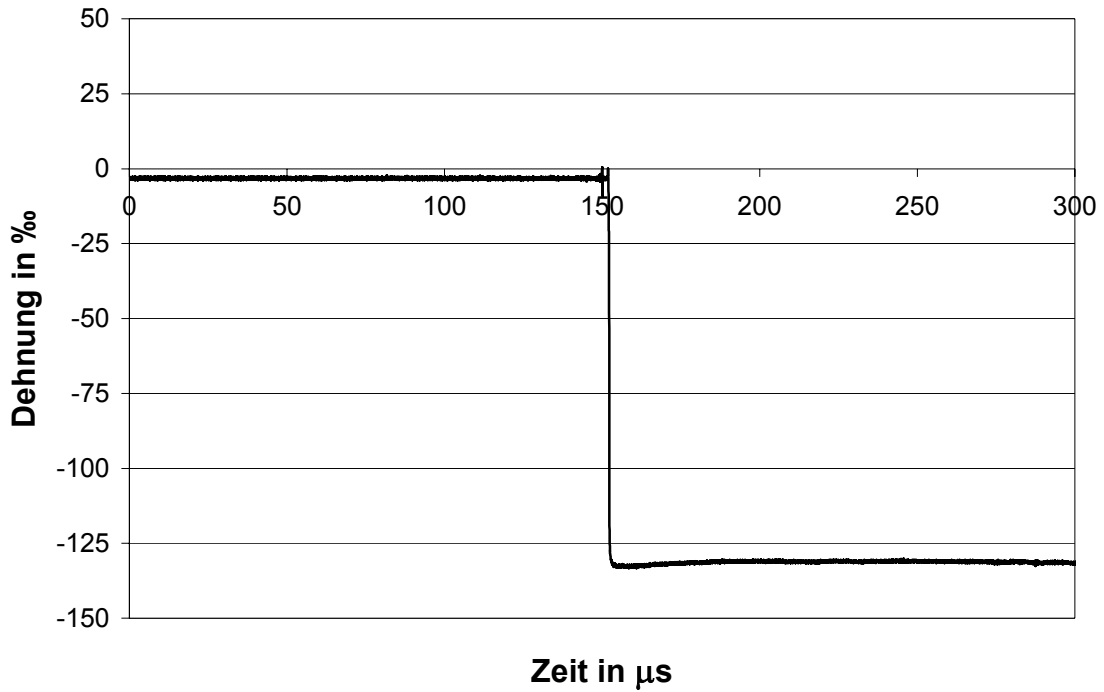
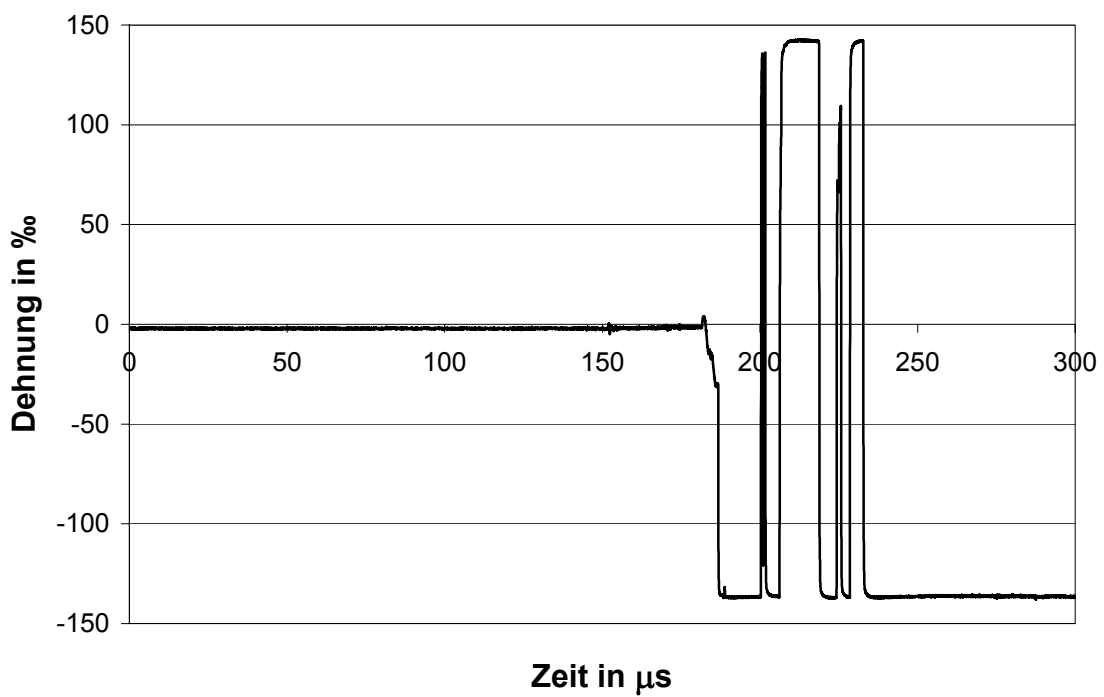


Abbildung E 11 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe h = 3 cm



Abbildung E 12 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe h = 9 cm

Abbildung E 13 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 15$ cmAbbildung E 14 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 15$ cm, Querrichtung

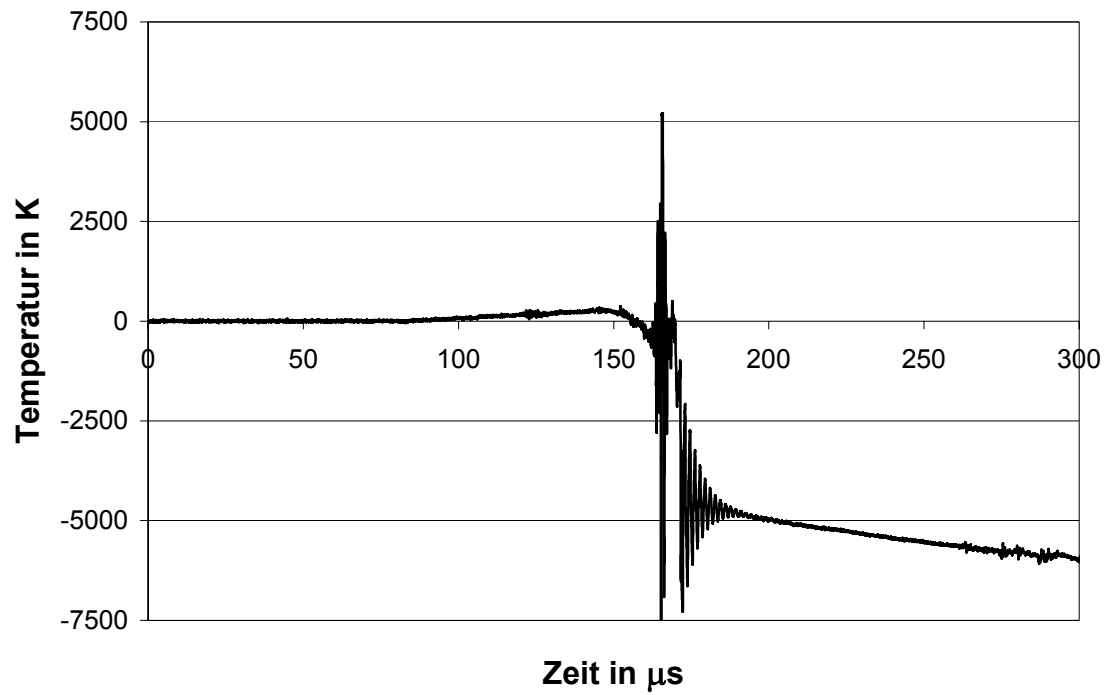


Abbildung E 15 Messkurve des Aufnehmers TS1, Einbautiefe $h = 9$ cm

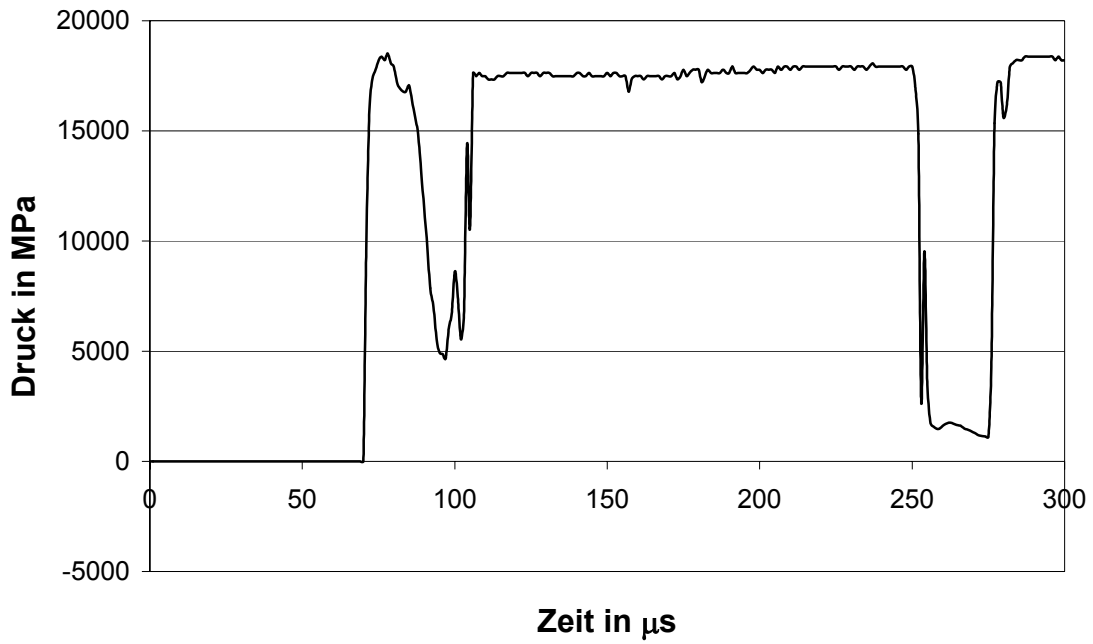
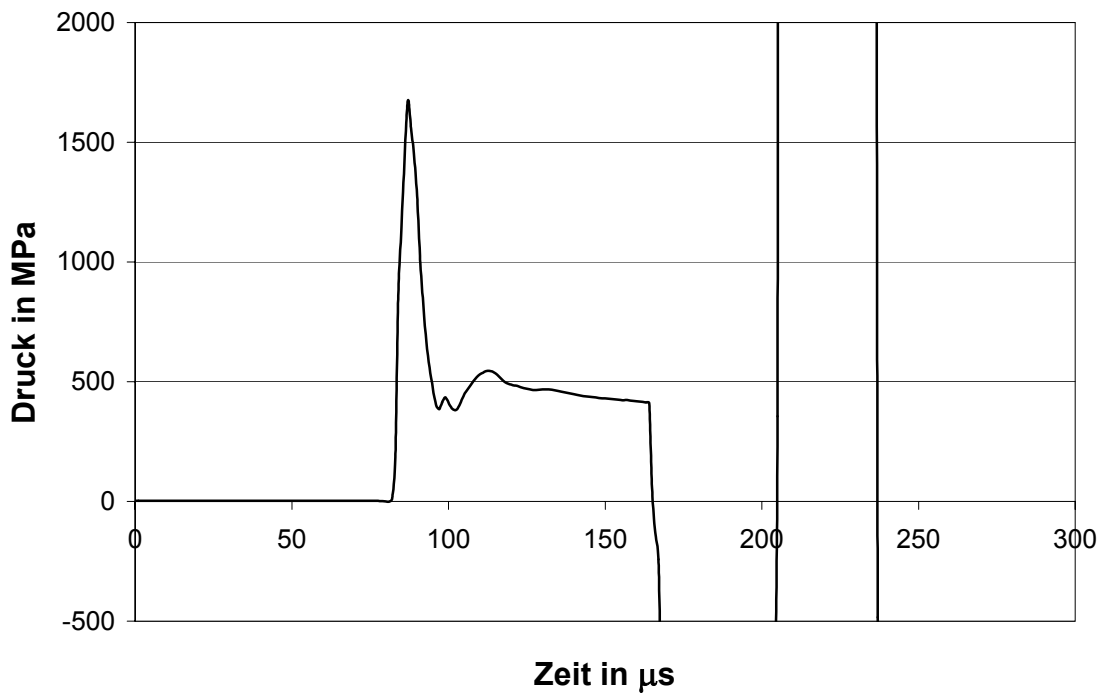
Anhang F

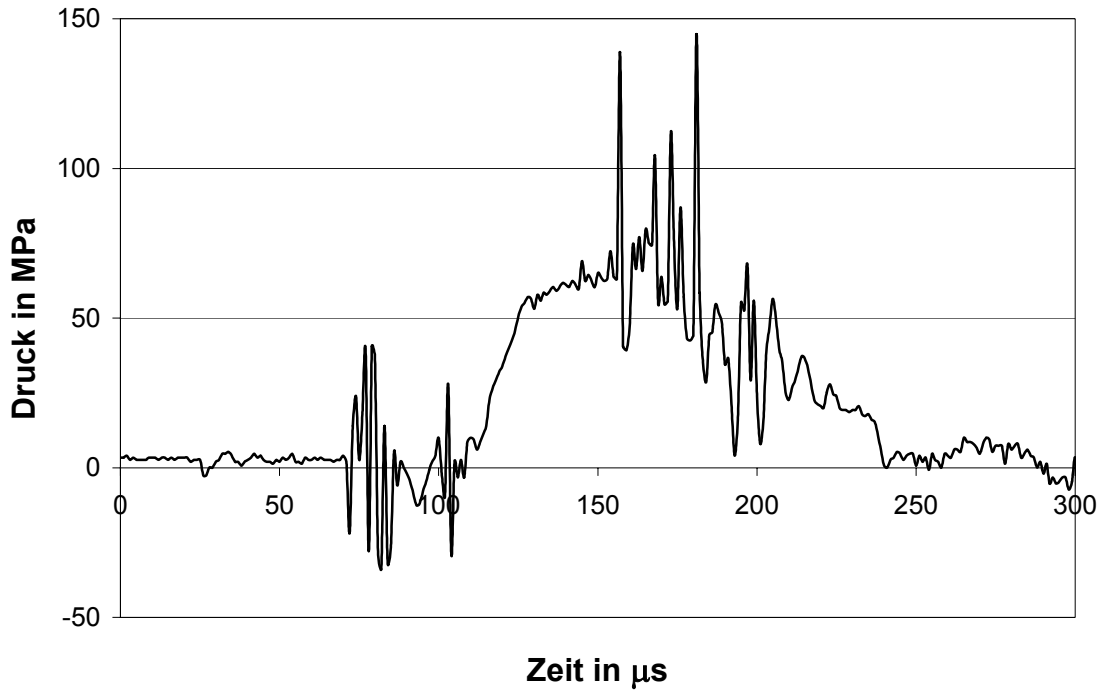
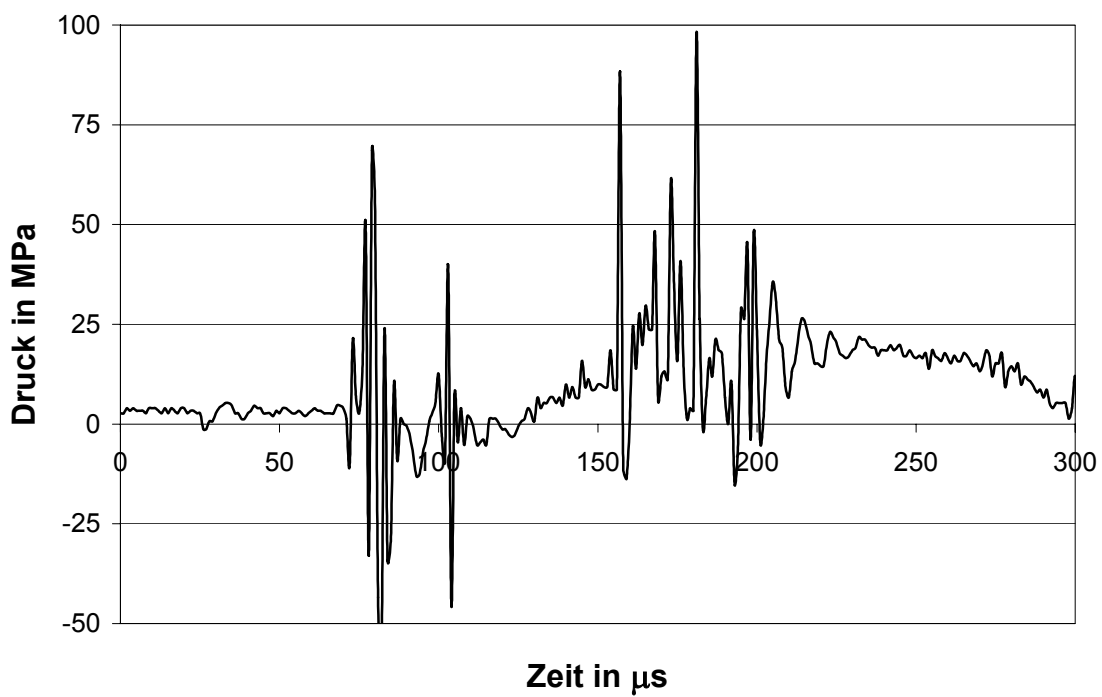
Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 3

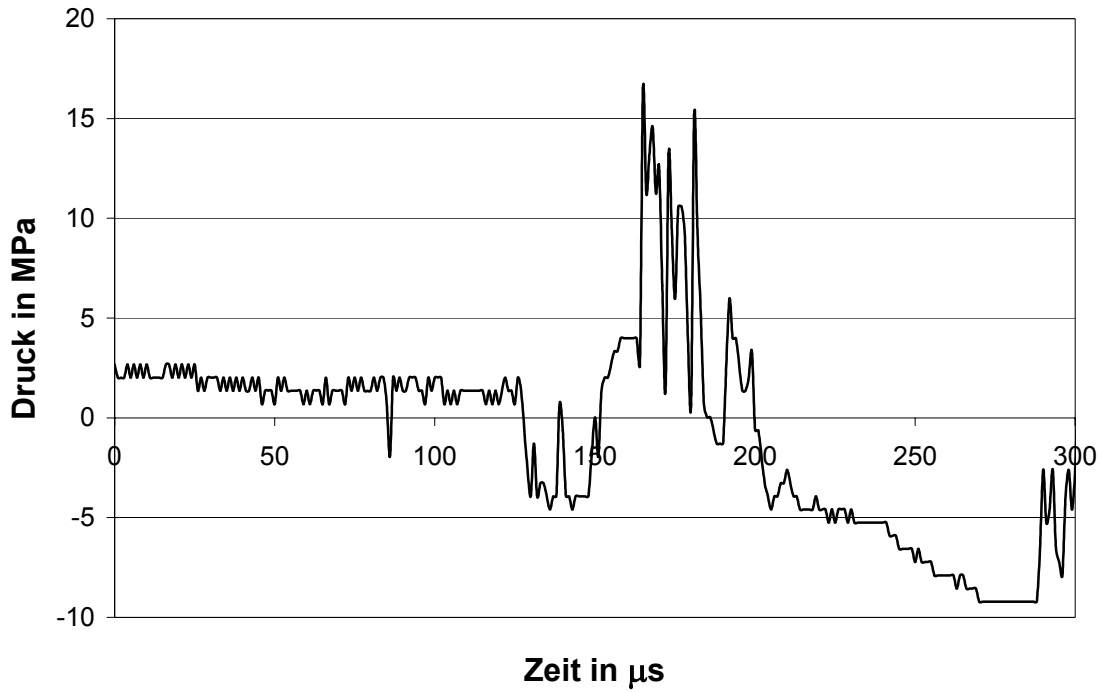
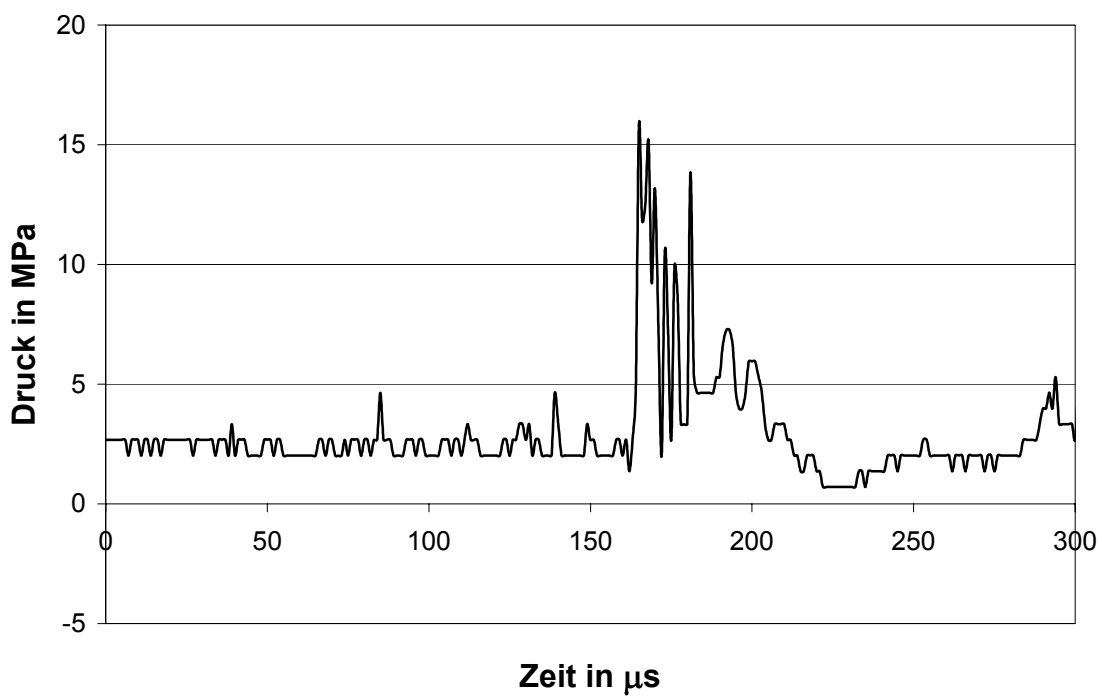
- Abbildung F 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 2$ cm
- Abbildung F 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 7$ cm
- Abbildung F 3 Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 17$ cm
- Abbildung F 4 Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 25$ cm
- Abbildung F 5 Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 35$ cm
- Abbildung F 6 Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 45$ cm
- Abbildung F 7 Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 17$ cm,
 $r = 10$ cm
- Abbildung F 8 Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 17$ cm,
 $r = 20$ cm
- Abbildung F 9 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 2$ cm
- Abbildung F 10 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 2$ cm,
Querrichtung
- Abbildung F 11 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 7$ cm
- Abbildung F 12 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 7$ cm,
Querrichtung
- Abbildung F 13 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 12$ cm
- Abbildung F 14 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 12$ cm,
Querrichtung
- Abbildung F 15 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 17$ cm
- Abbildung F 16 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 17$ cm,
Querrichtung
- Abbildung F 17 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 2$ cm
- Abbildung F 18 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 7$ cm
- Abbildung F 19 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 12$ cm
- Abbildung F 20 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 12$ cm,
Querrichtung
- Abbildung F 21 Messkurve der Aufnehmer TS2 und AB7, Einbautiefe $h = 17$ cm,
 $r = 10$ cm

Bezeichnungen der Messelemente:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

Abbildung F 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 2$ cmAbbildung F 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 7$ cm

Abbildung F 3 Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 17$ cmAbbildung F 4 Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 25$ cm

Abbildung F 5 Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 35$ cmAbbildung F 6 Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 45$ cm

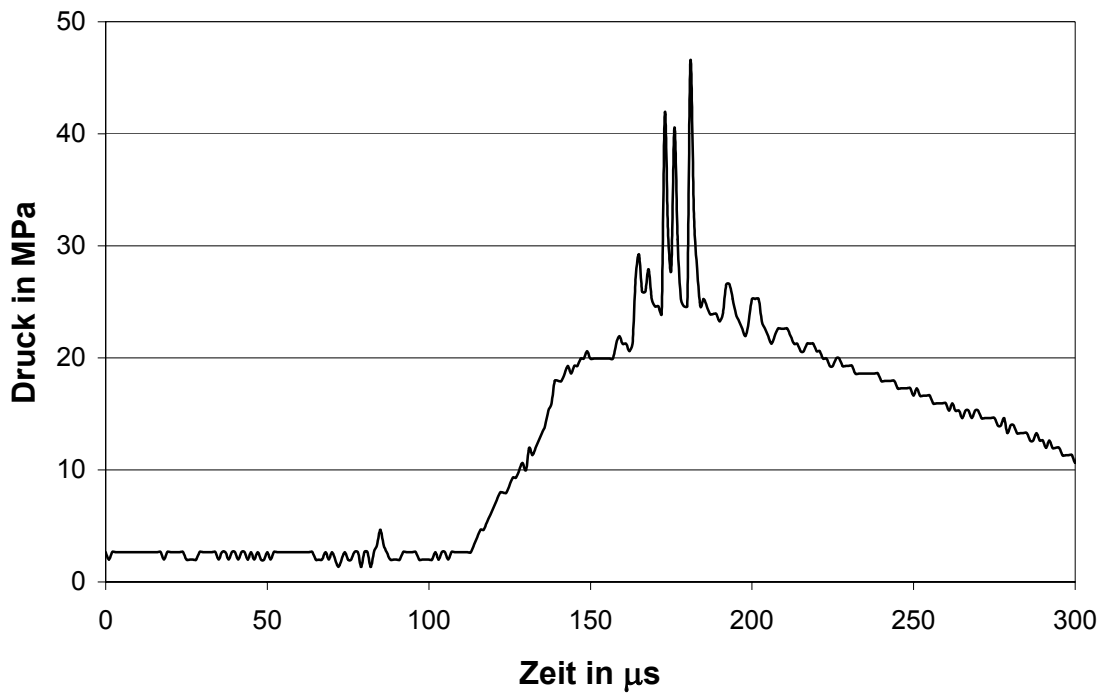


Abbildung F 7 Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 17$ cm,
 $r = 10$ cm

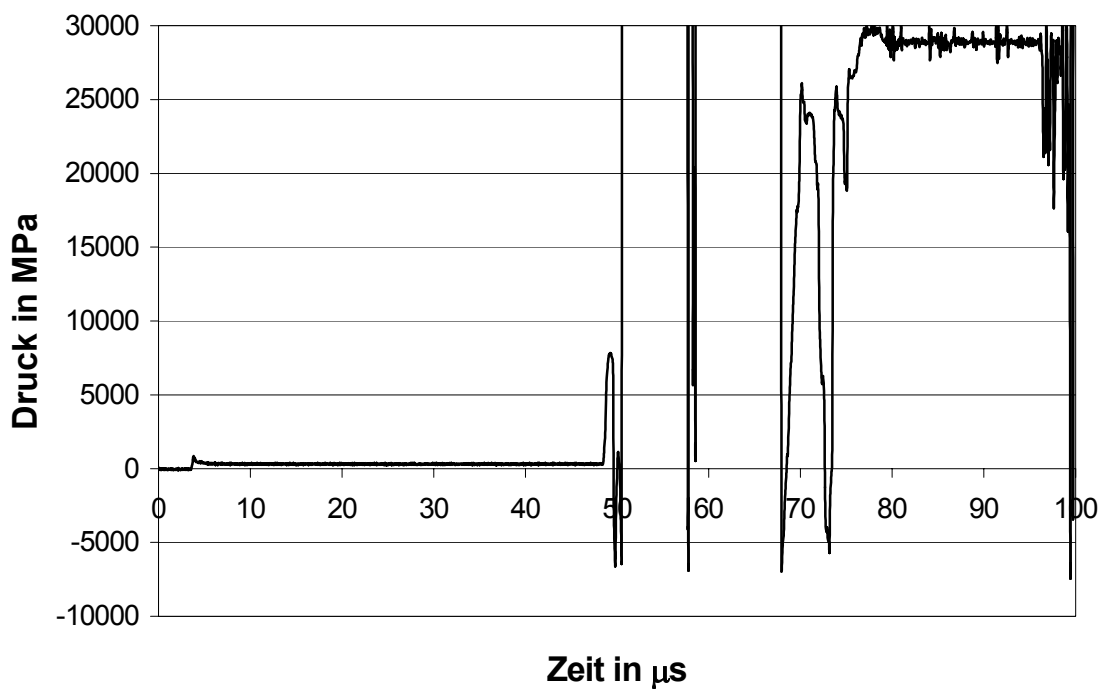


Abbildung F 8 Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 17$ cm,
 $r = 20$ cm

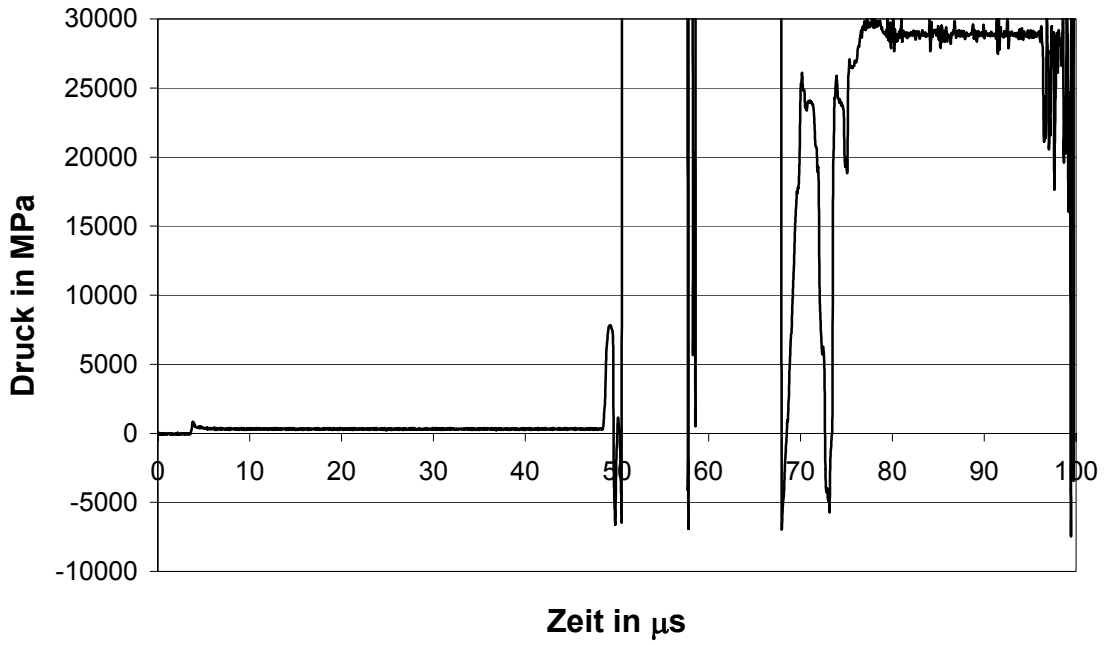


Abbildung F 9 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 2 \text{ cm}$

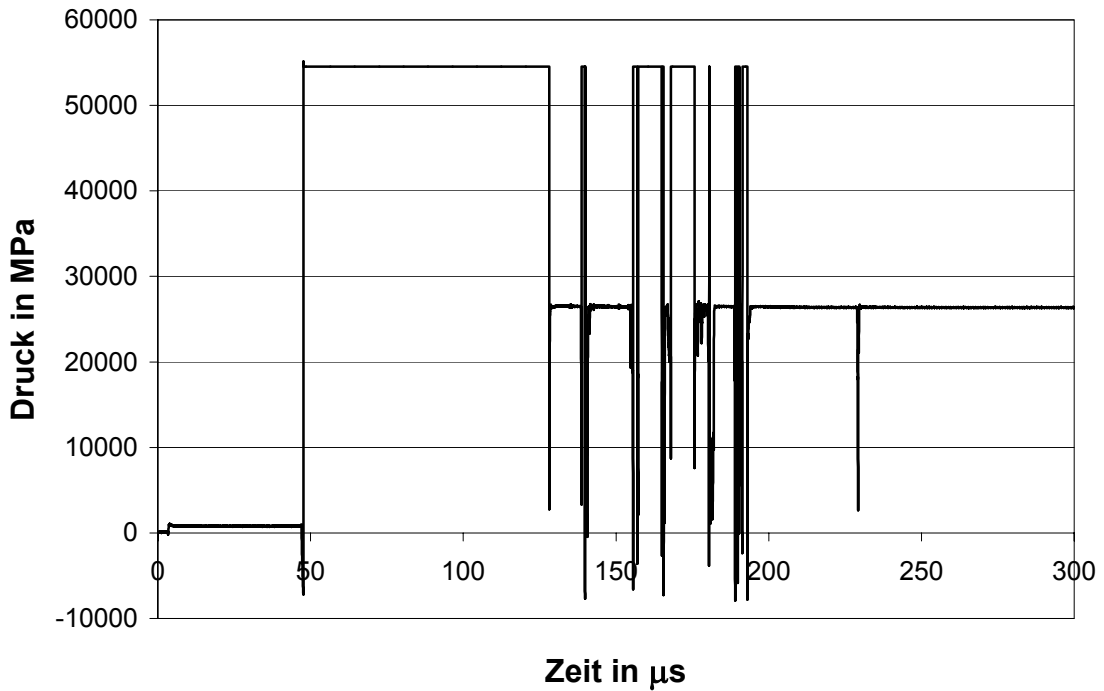
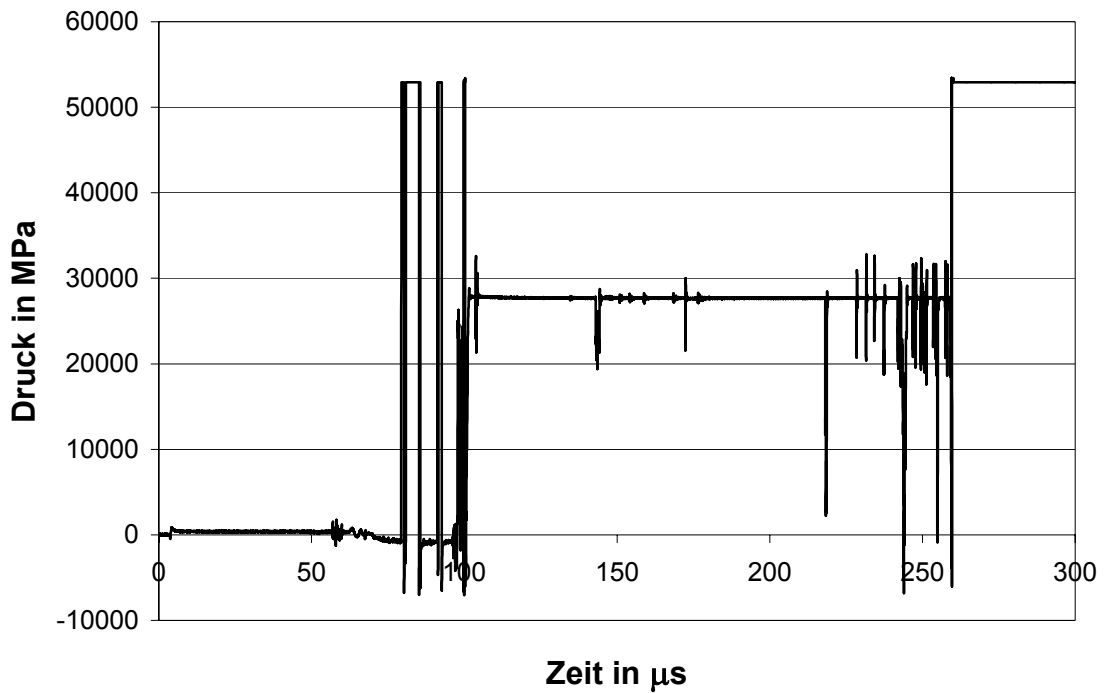
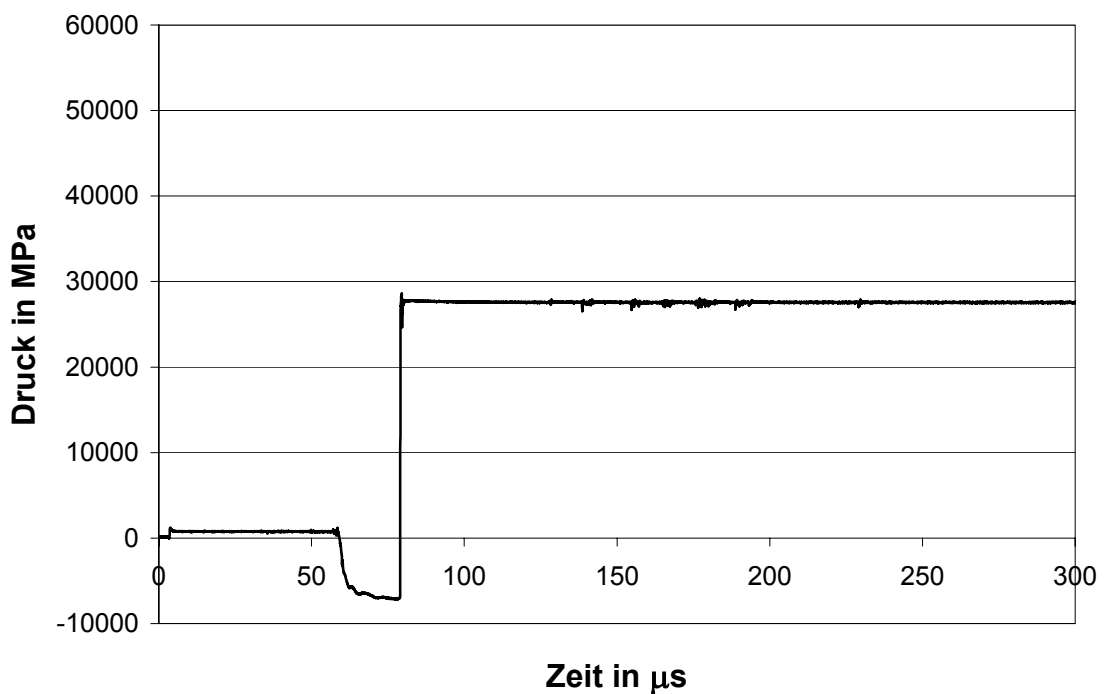
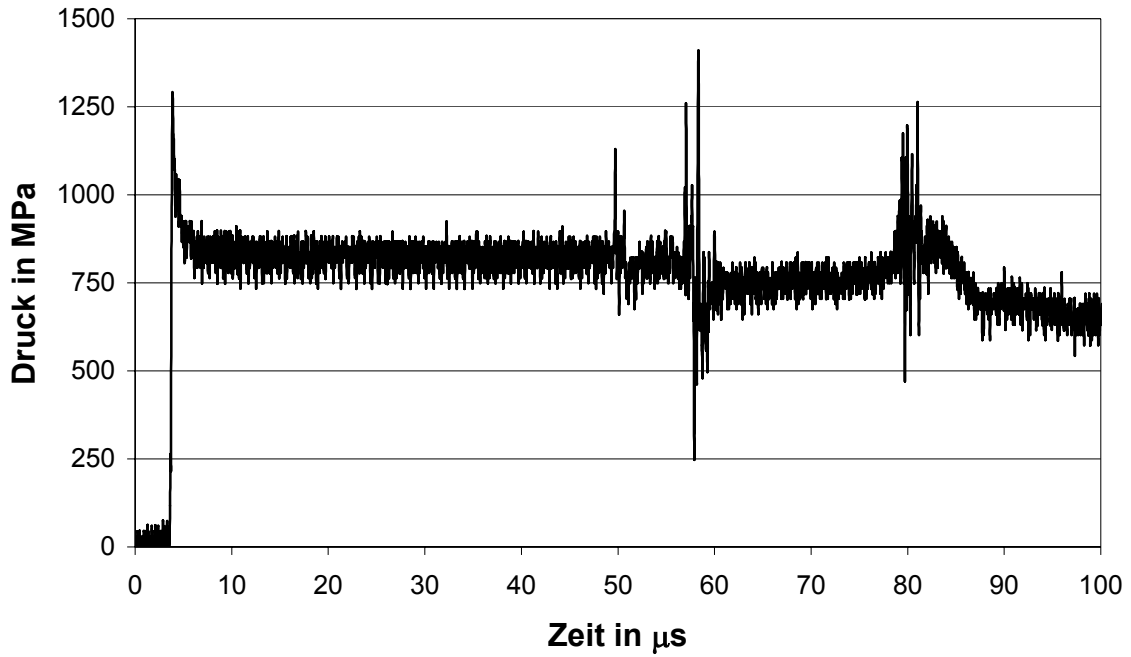
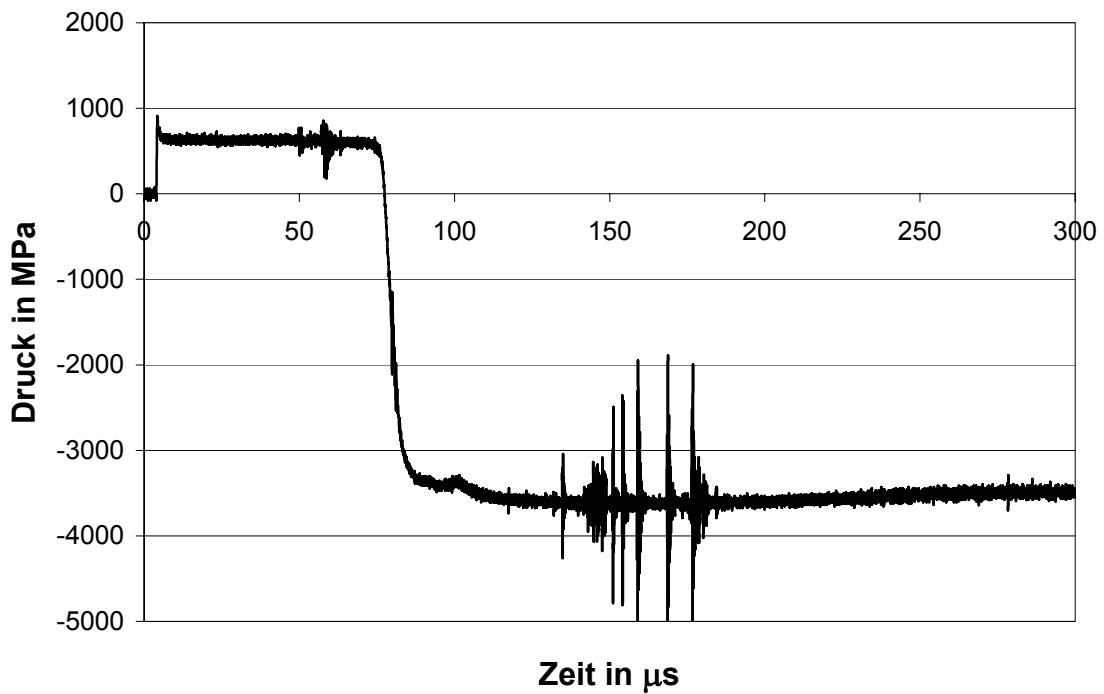
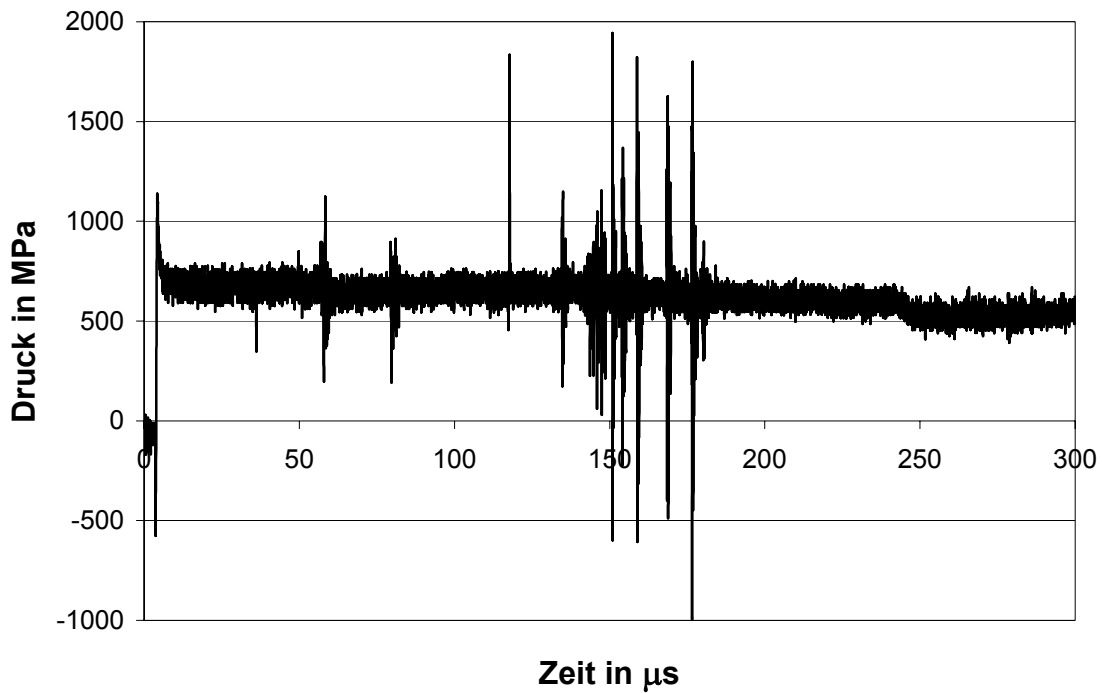
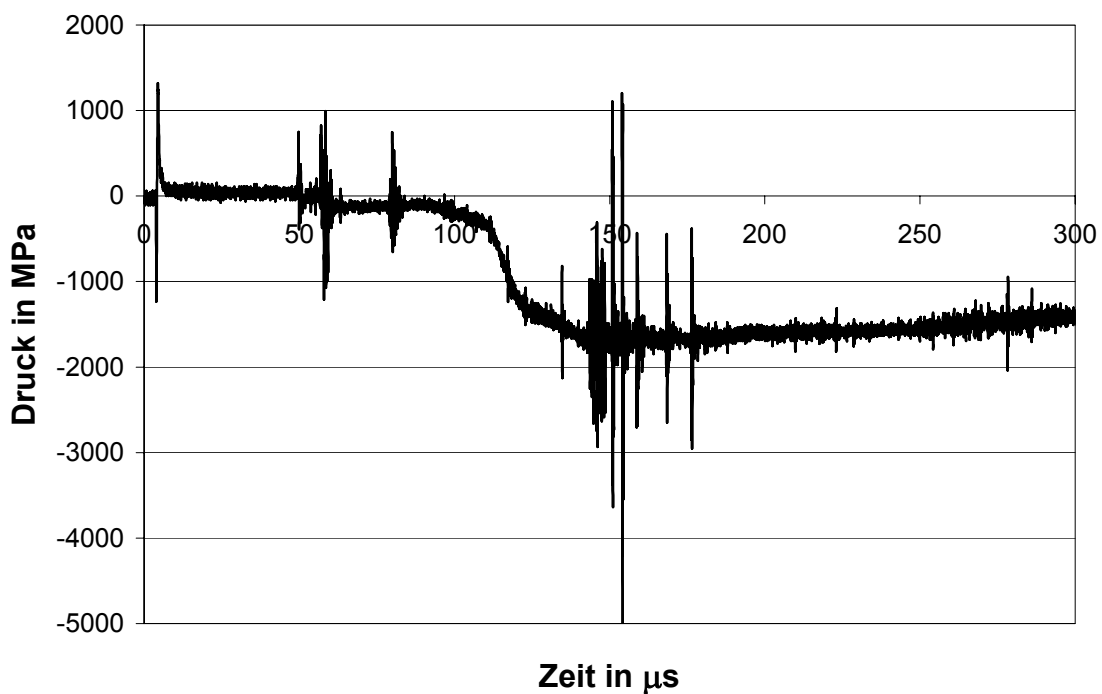
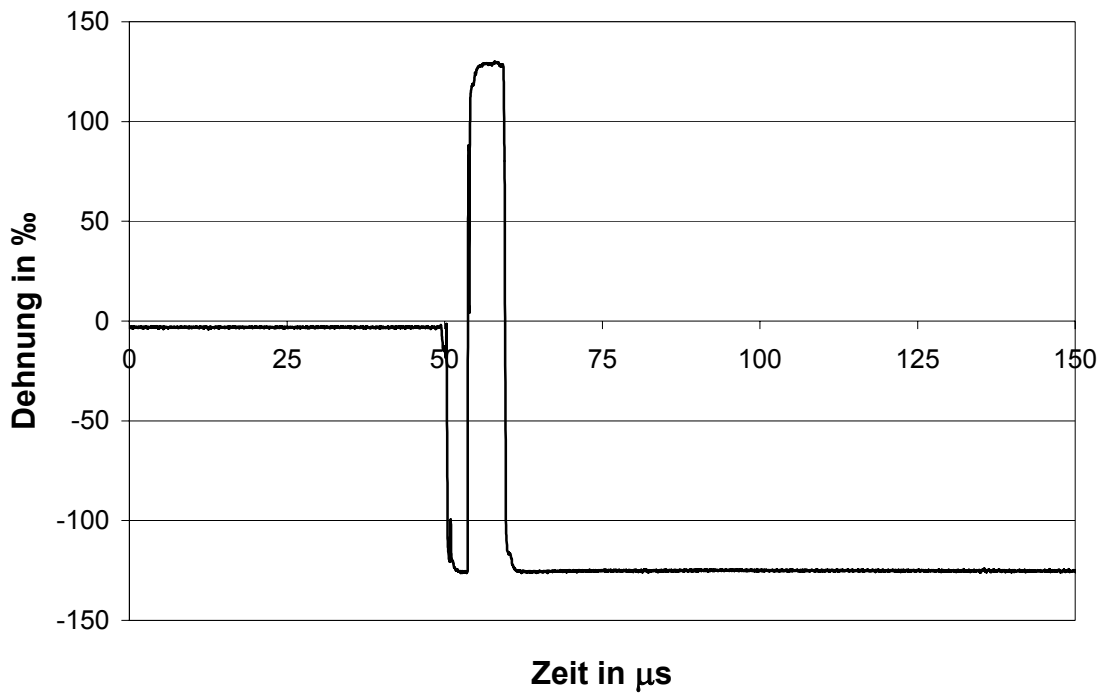
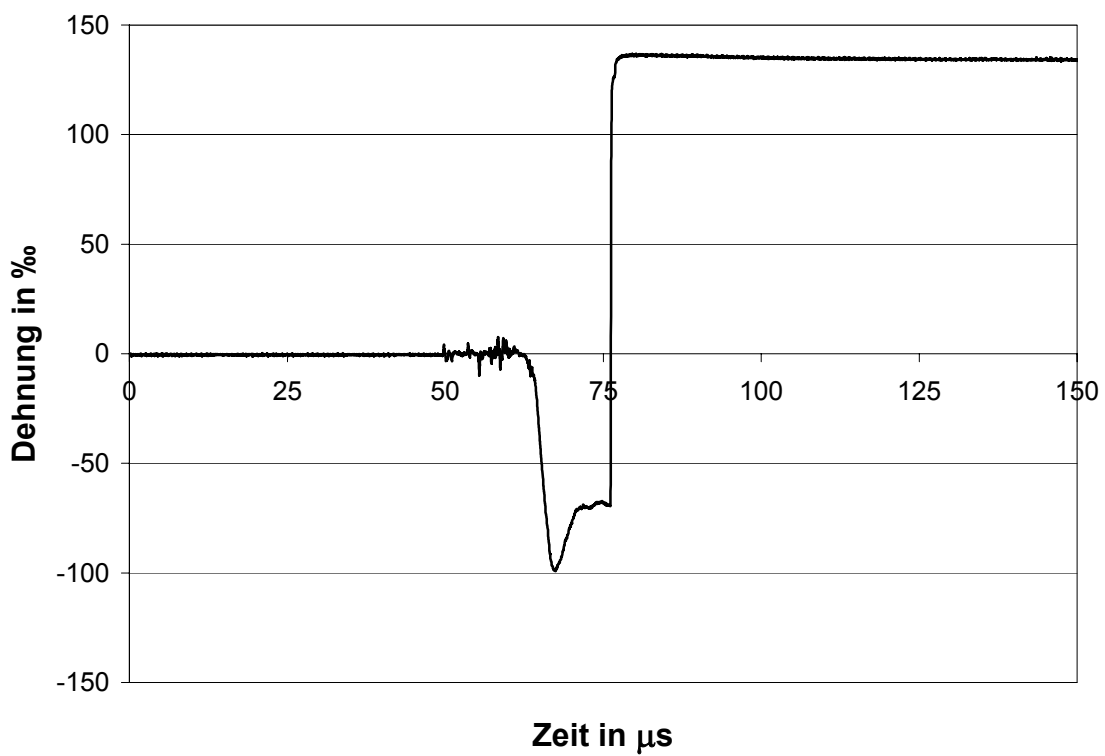


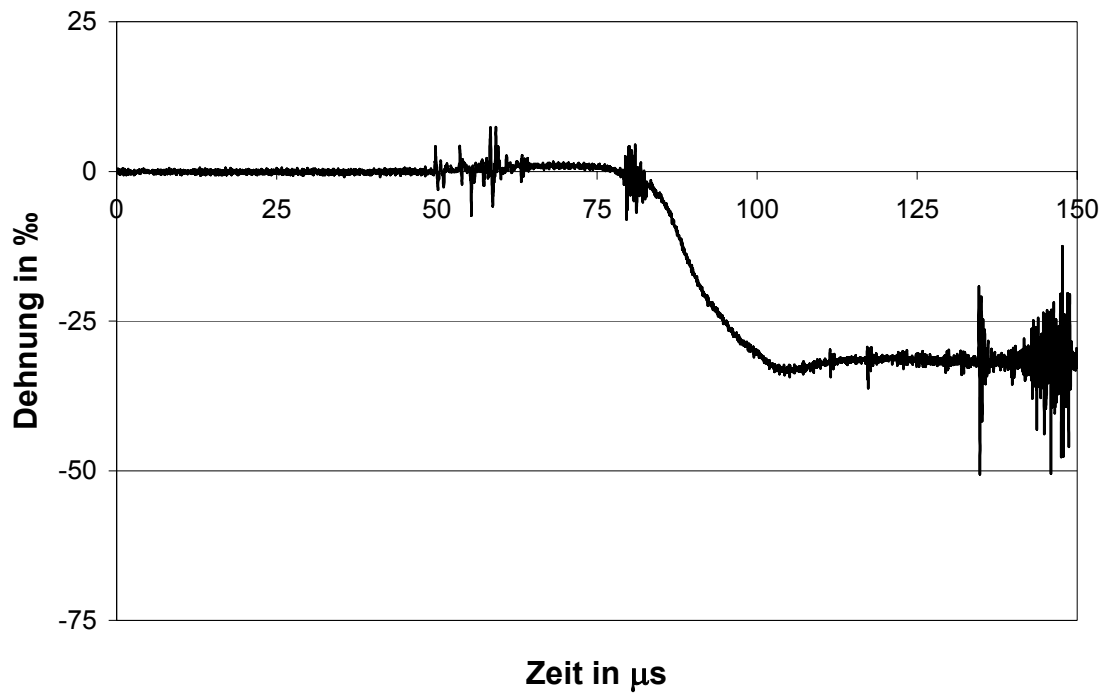
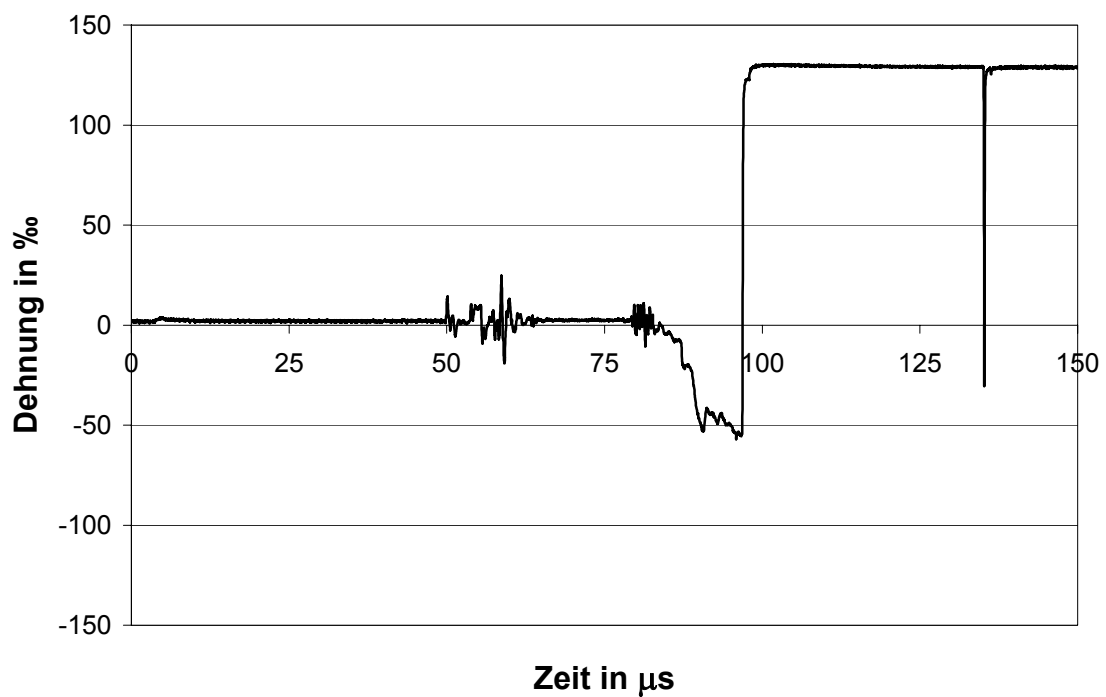
Abbildung F 10 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 2 \text{ cm}$,
Querrichtung

Abbildung F 11 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 7$ cmAbbildung F 12 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 7$ cm, Querrichtung

Abbildung F 13 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 12 \text{ cm}$ Abbildung F 14 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 12 \text{ cm}$,
Querrichtung

Abbildung F 15 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 17$ cmAbbildung F 16 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 17$ cm, Querrichtung

Abbildung F 17 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 2$ cmAbbildung F 18 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 7$ cm

Abbildung F 19 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 12$ cmAbbildung F 20 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 12$ cm, Querrichtung

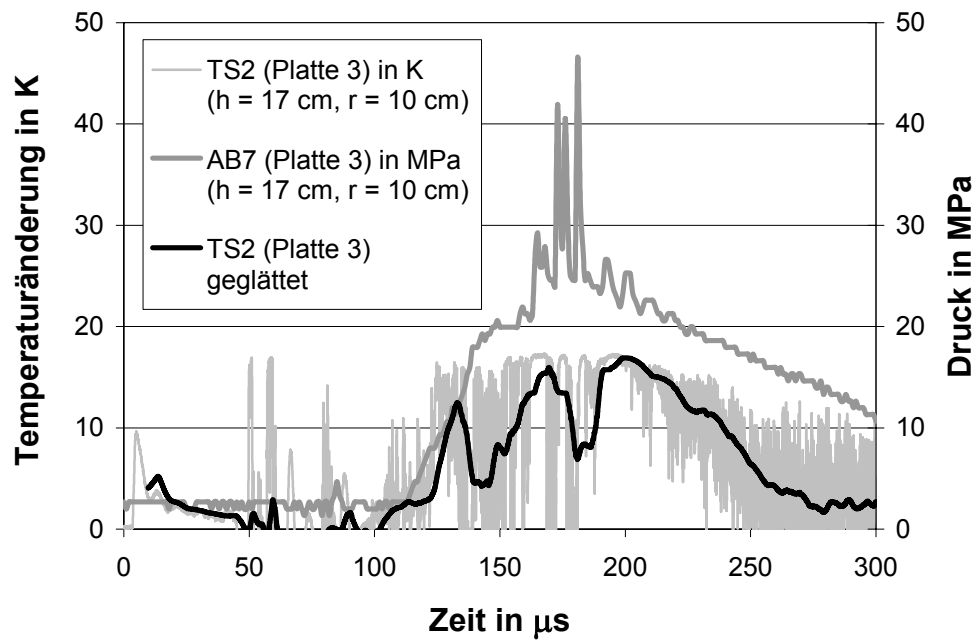


Abbildung F 21 Messkurve der Aufnehmer TS2 und AB7, Einbautiefe $h = 17$ cm, $r = 10$ cm

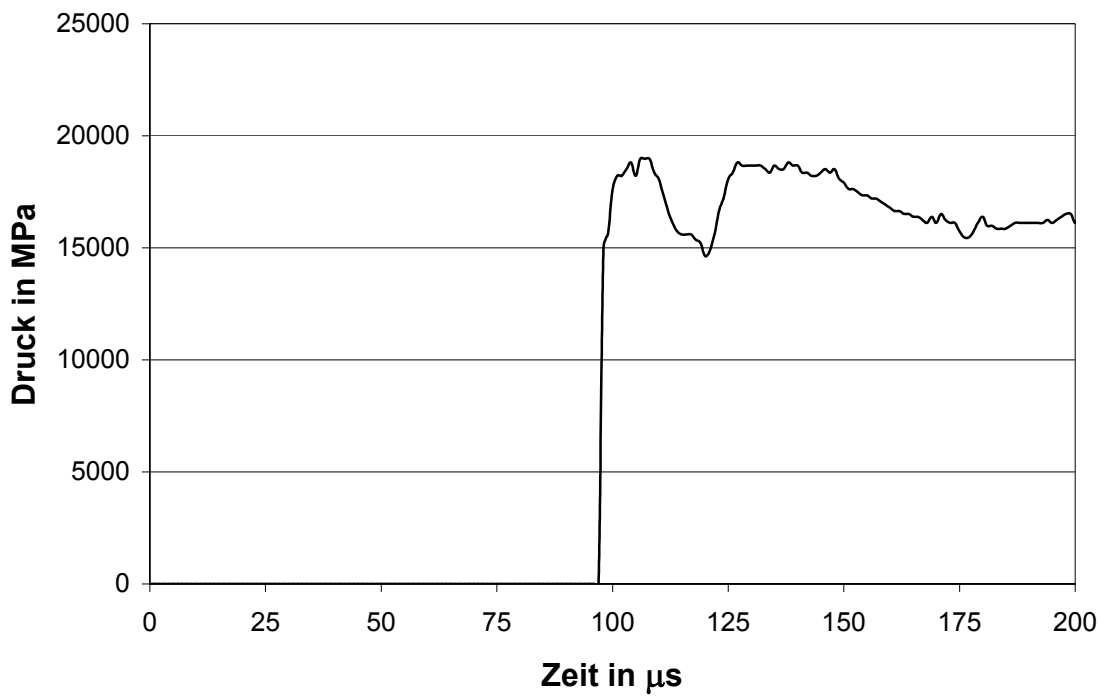
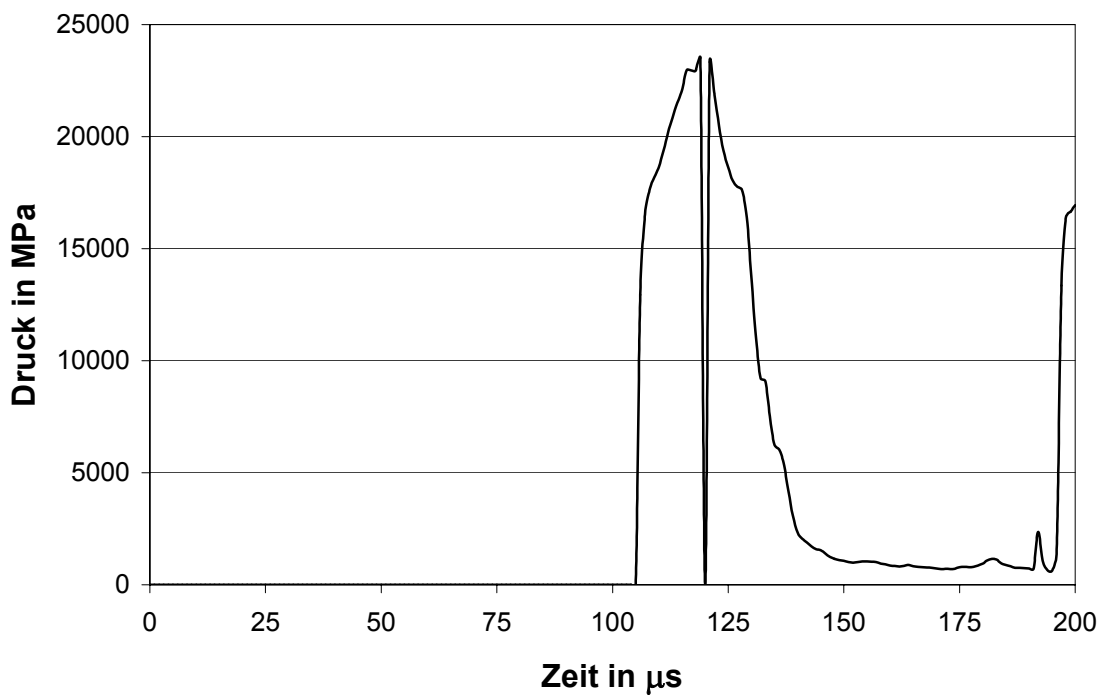
Anhang G

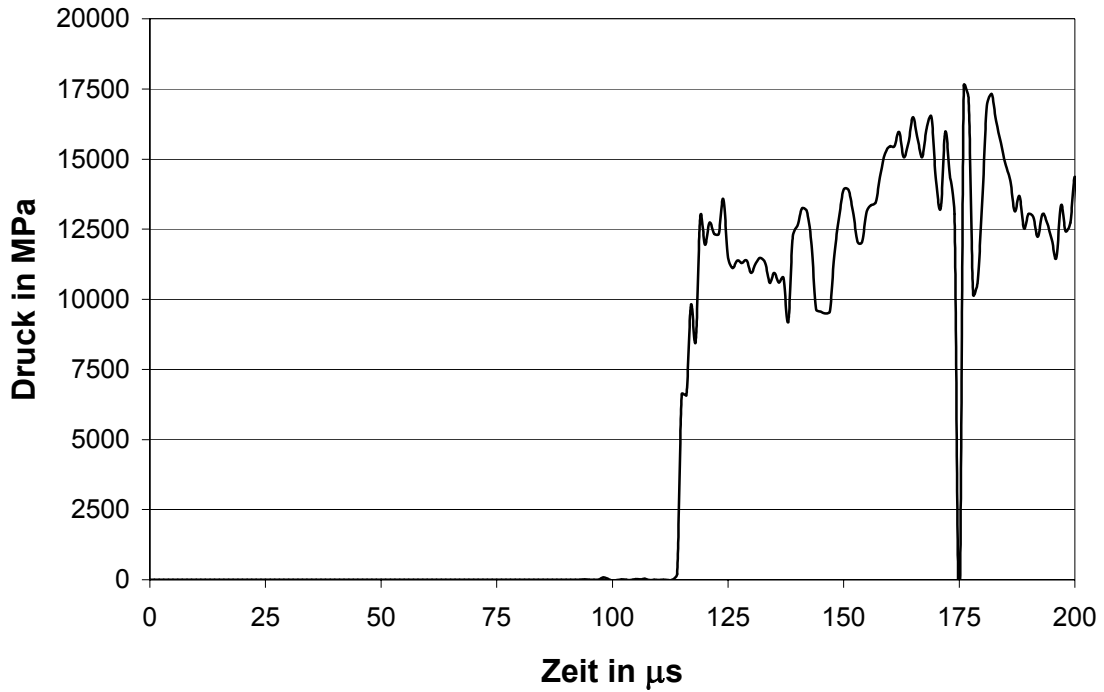
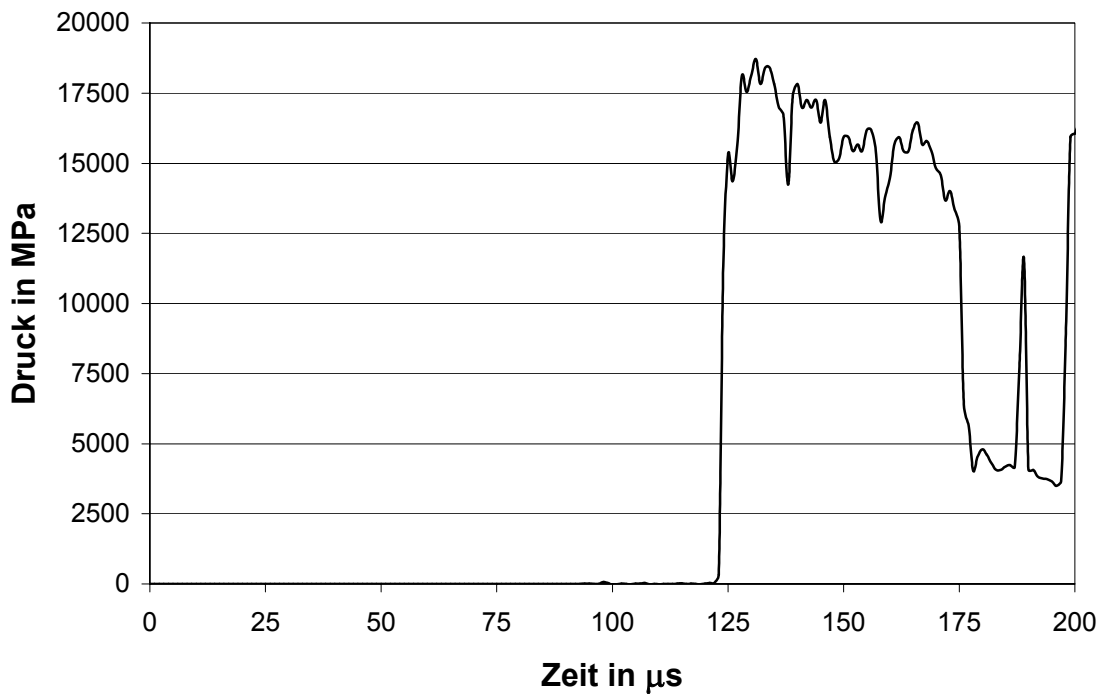
Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 4

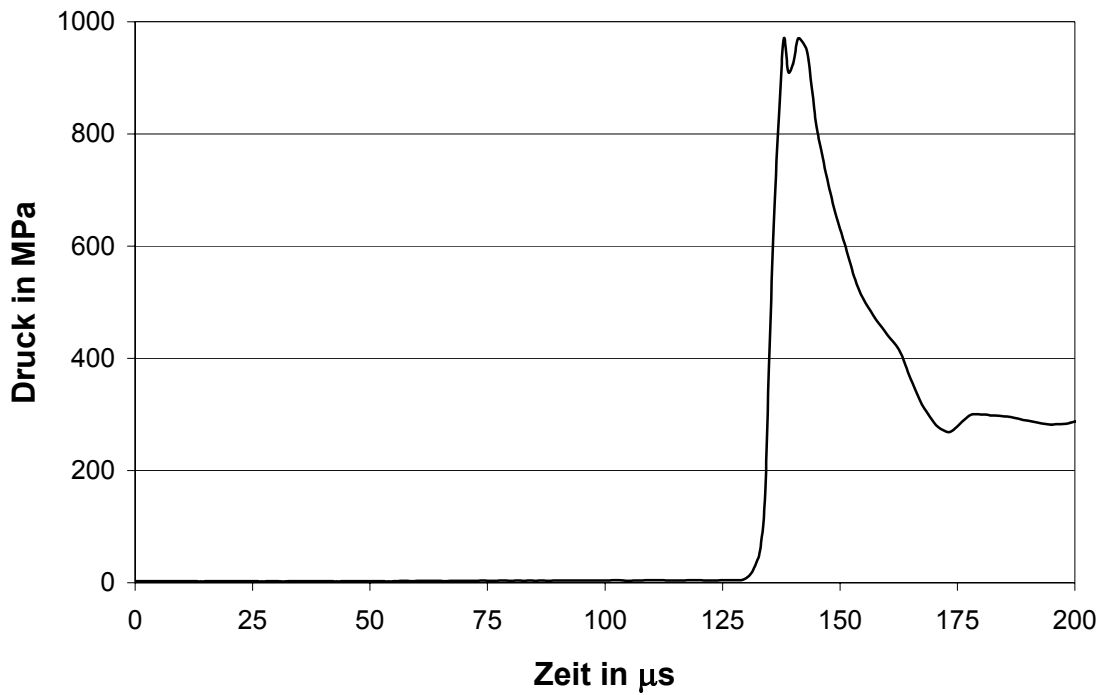
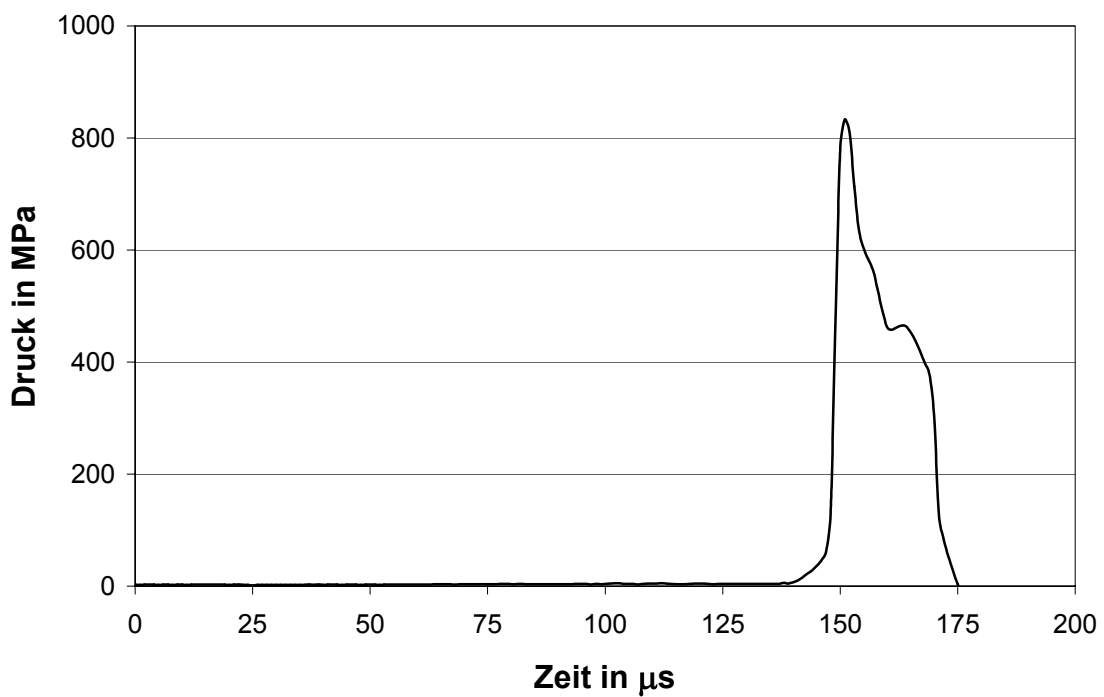
- Abbildung G 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$
- Abbildung G 3 Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 4 Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 12 \text{ cm}$
- Abbildung G 5 Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 15,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 6 Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 19 \text{ cm}$
- Abbildung G 7 Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 22,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 8 Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 26 \text{ cm}$
- Abbildung G 9 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 10 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$,
Querrichtung
- Abbildung G 11 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$
- Abbildung G 12 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$,
Querrichtung
- Abbildung G 13 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 14 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$,
Querrichtung
- Abbildung G 15 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 12 \text{ cm}$
- Abbildung G 16 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 12 \text{ cm}$,
Querrichtung
- Abbildung G 17 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 18 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$
- Abbildung G 19 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 20 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$,
Querrichtung
- Abbildung G 21 Messkurve der Aufnehmer TS1 und AB1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$
- Abbildung G 22 Messkurve der Aufnehmer TS2 und AB3, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$

Bezeichnungen der Messelemente:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

Abbildung G 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$ Abbildung G 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$

Abbildung G 3 Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 8,5$ cmAbbildung G 4 Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 12$ cm

Abbildung G 5 Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 15,5$ cmAbbildung G 6 Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 19$ cm

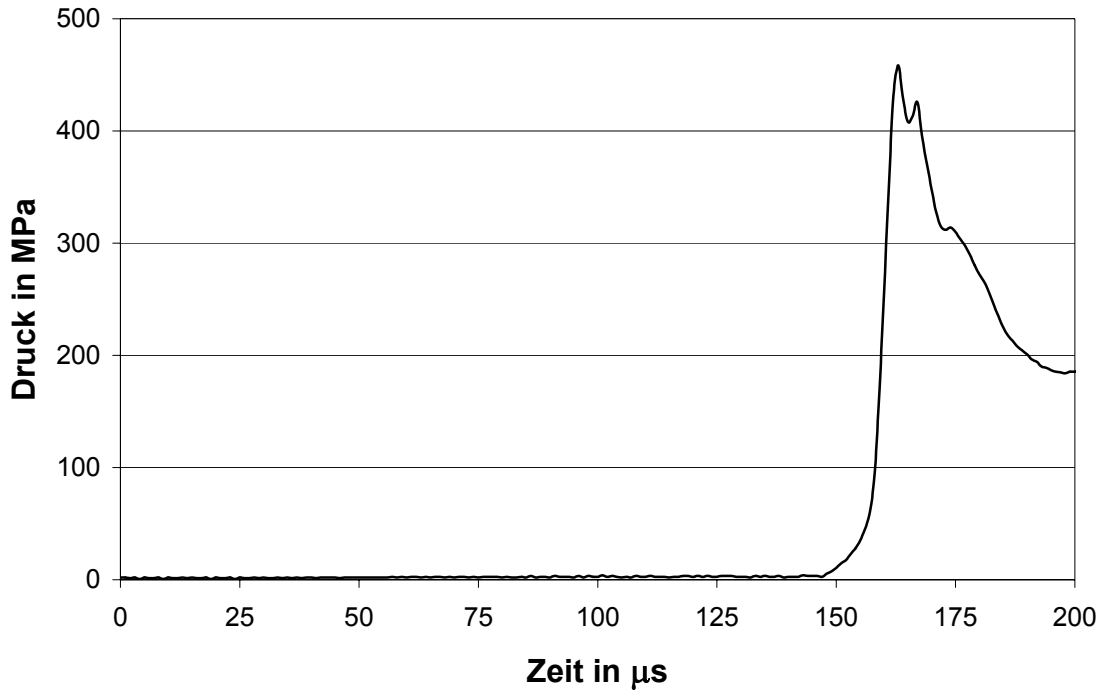


Abbildung G 7 Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 22,5$ cm

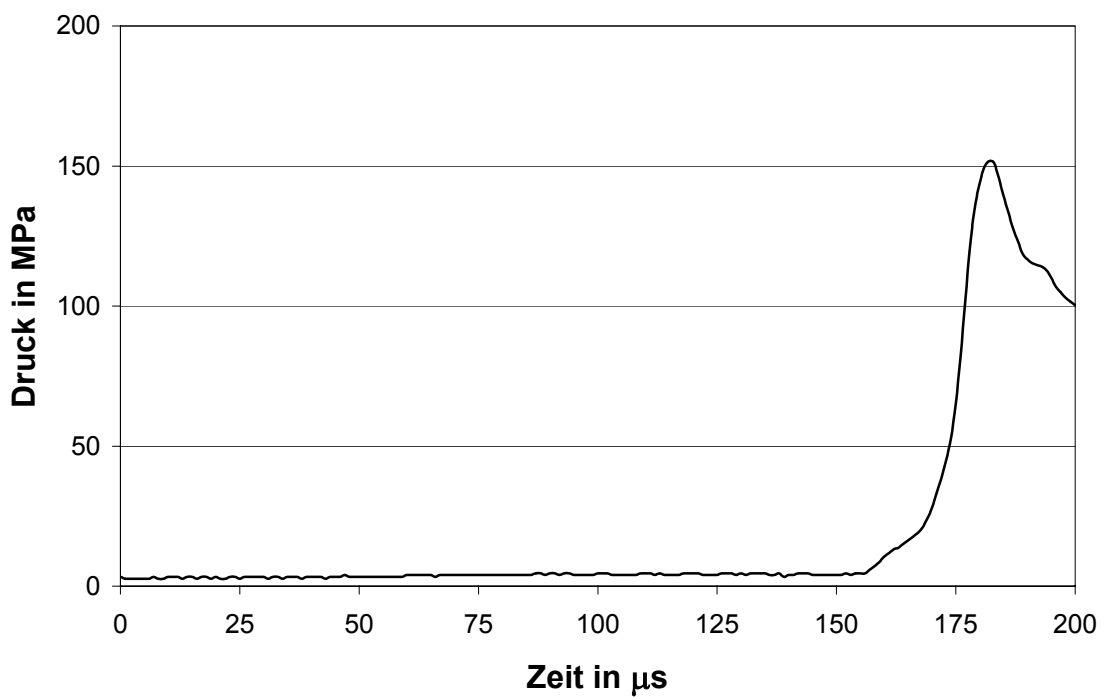
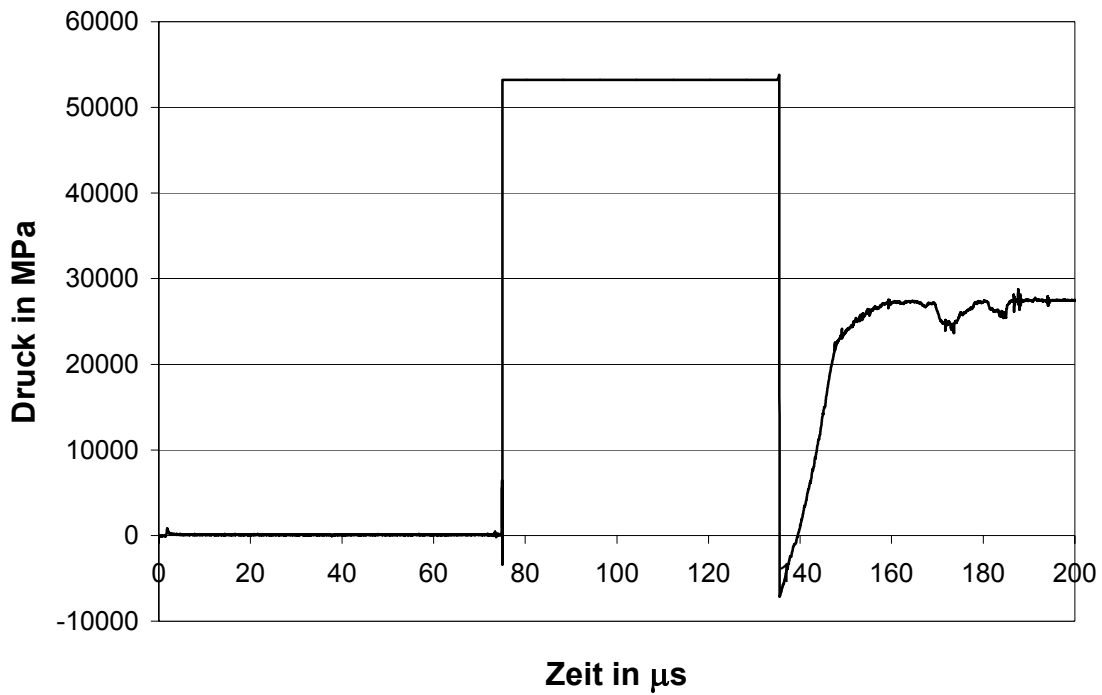
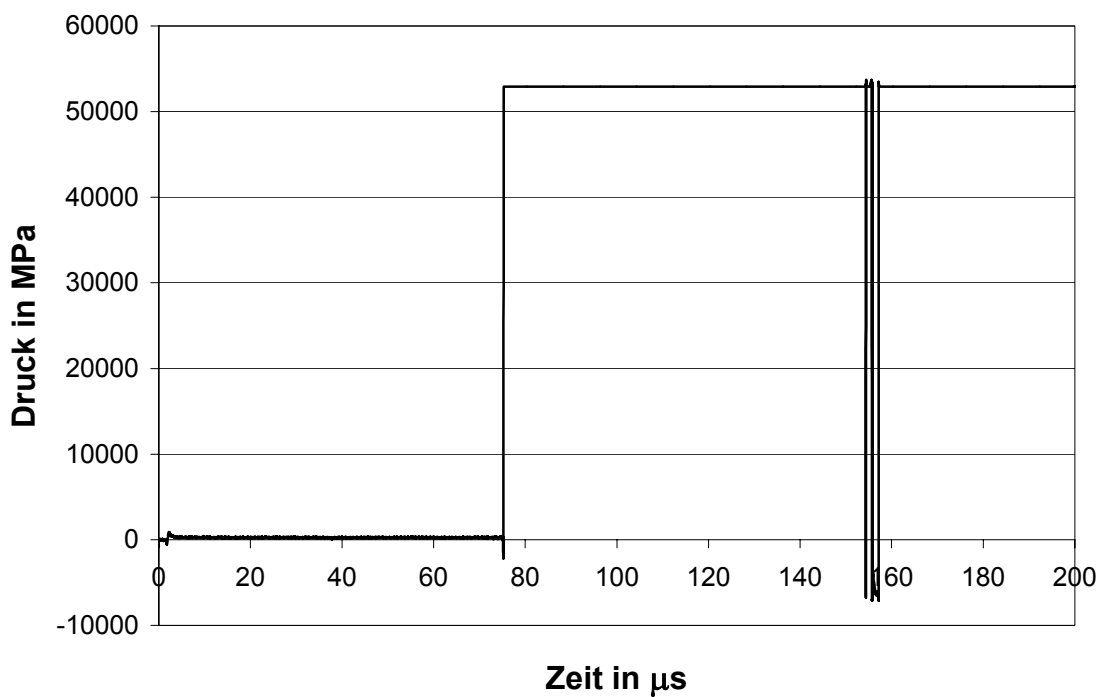
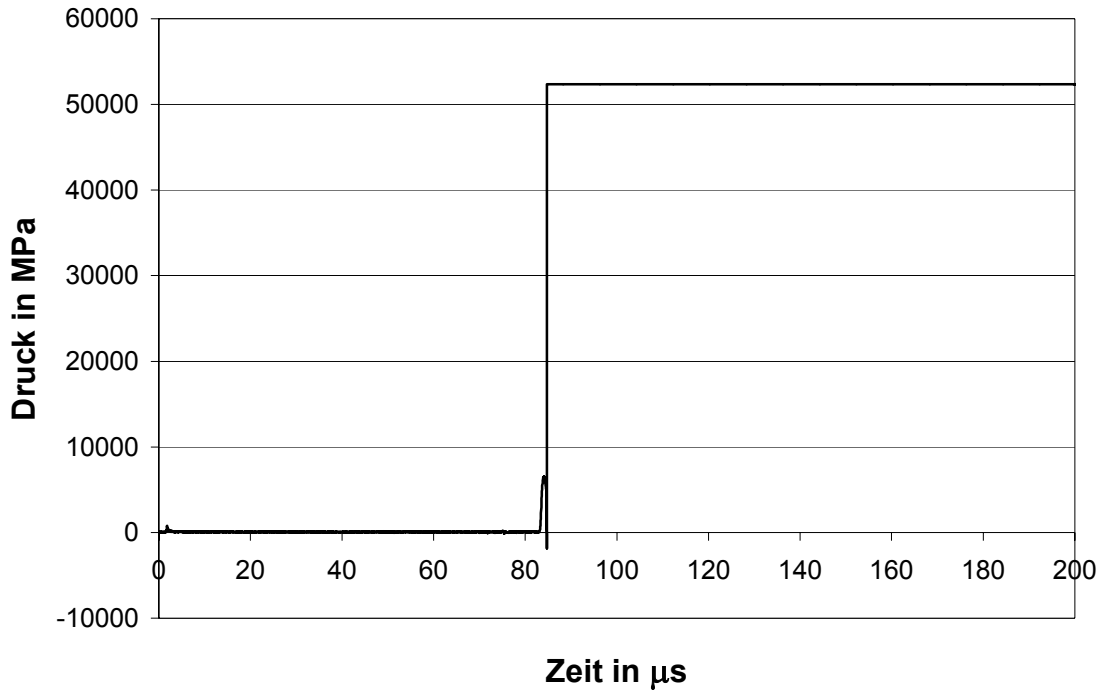
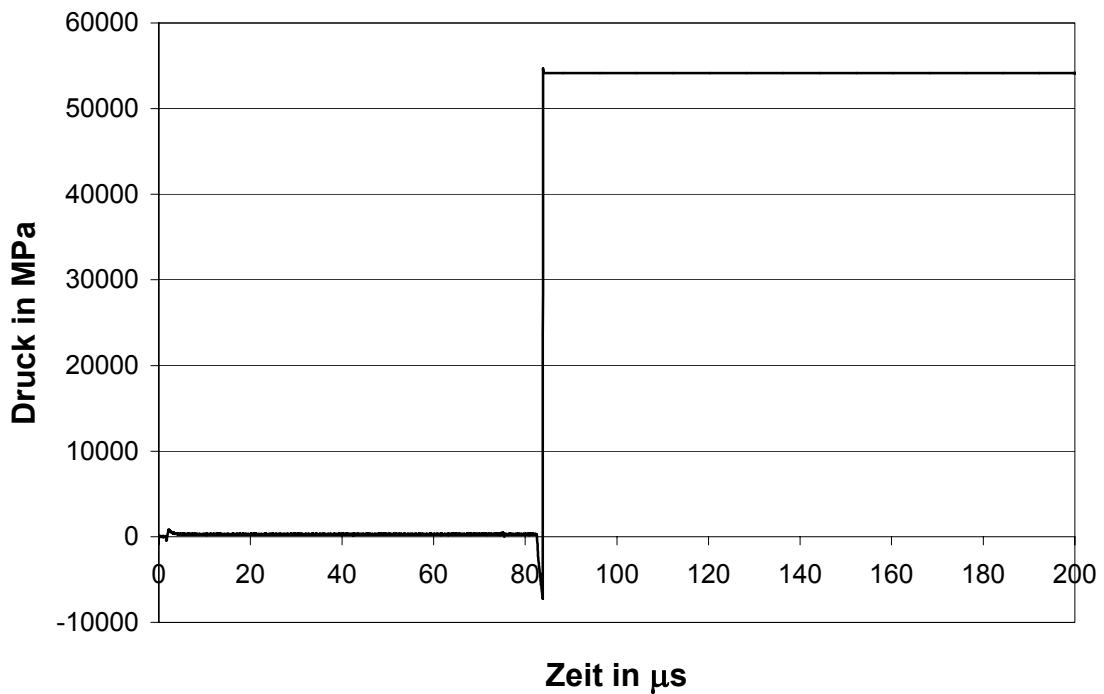
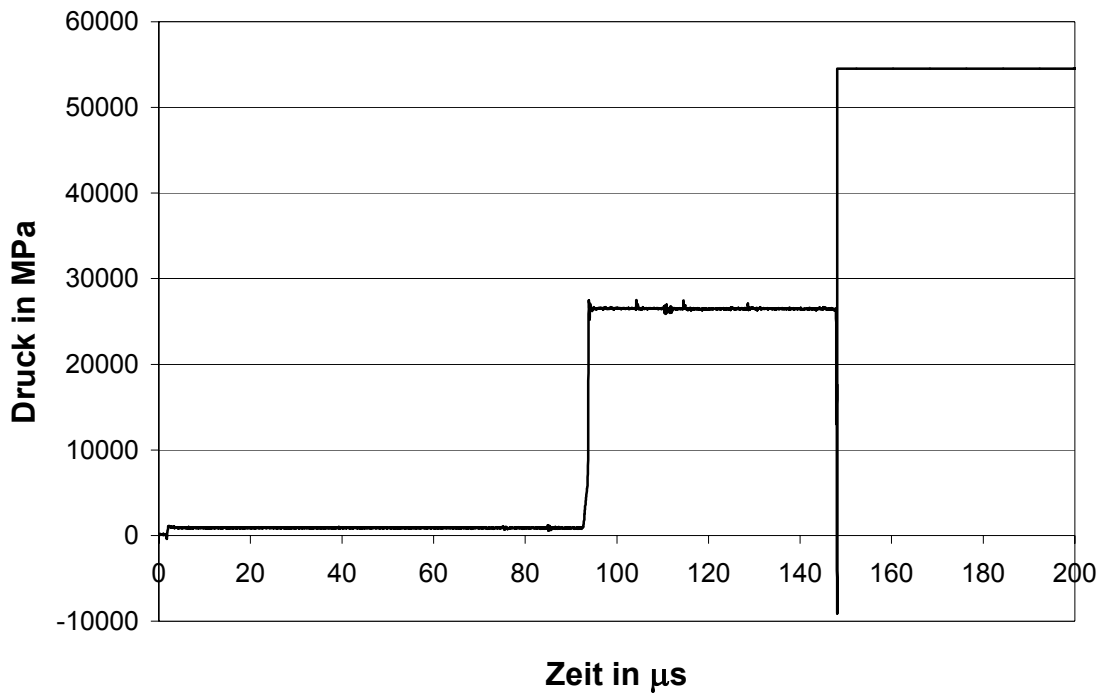
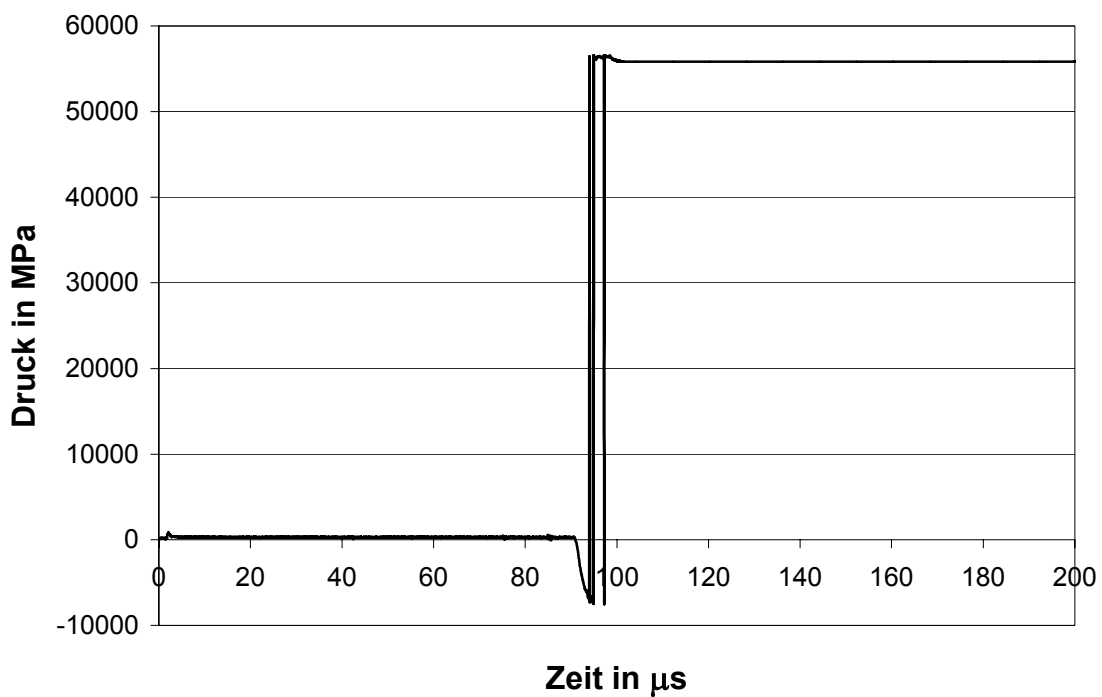
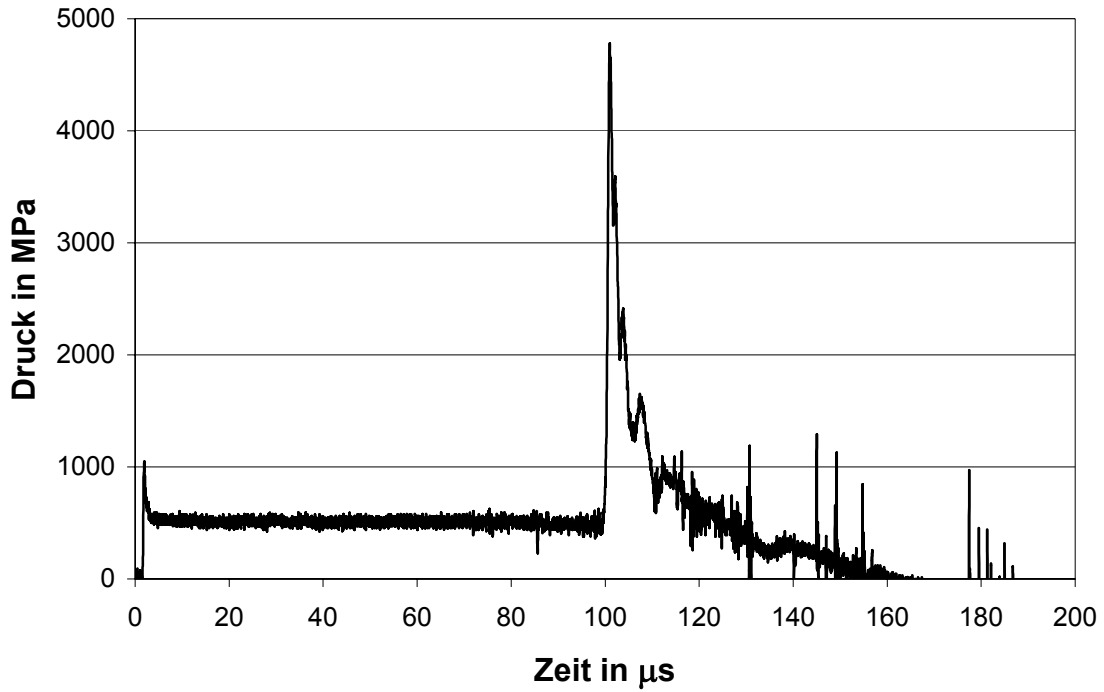
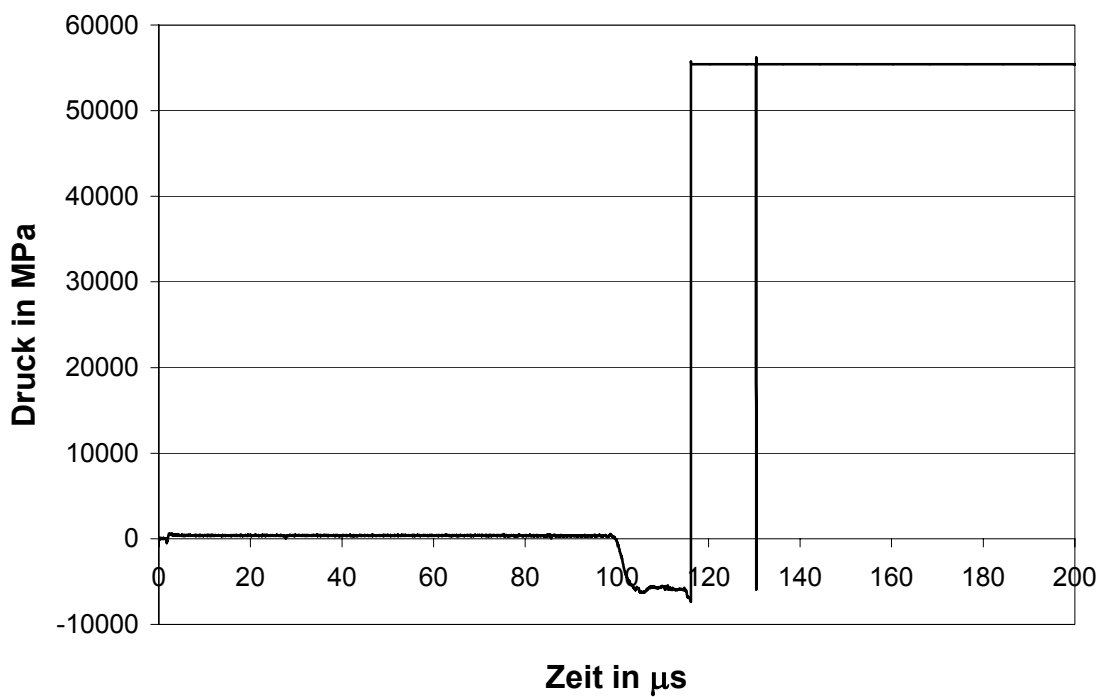


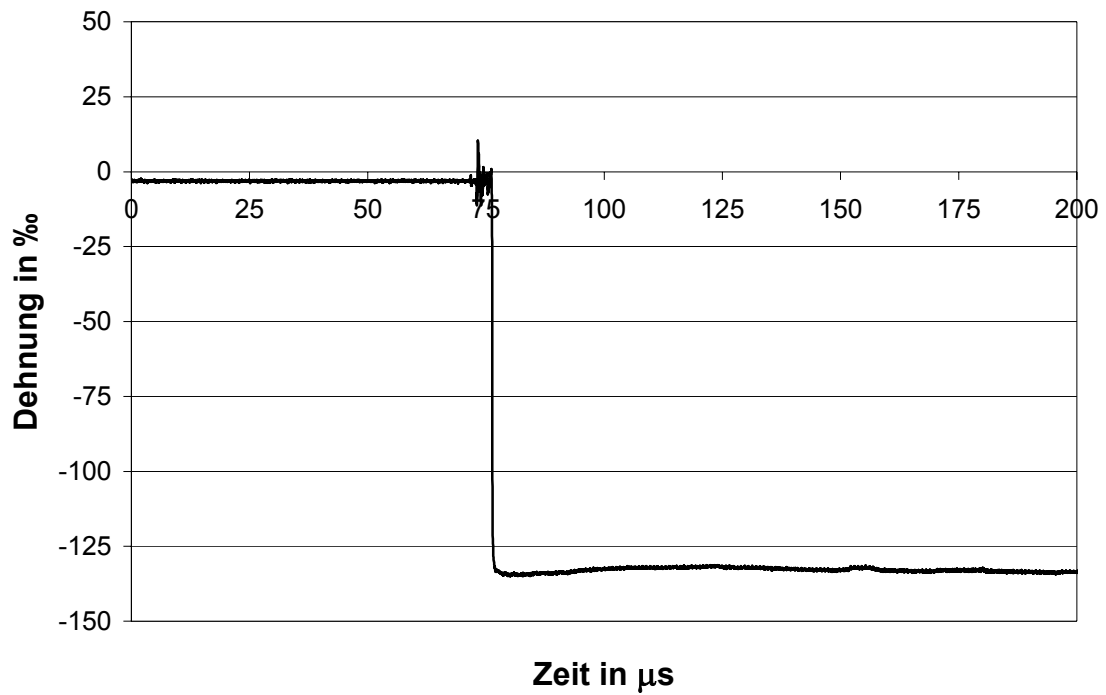
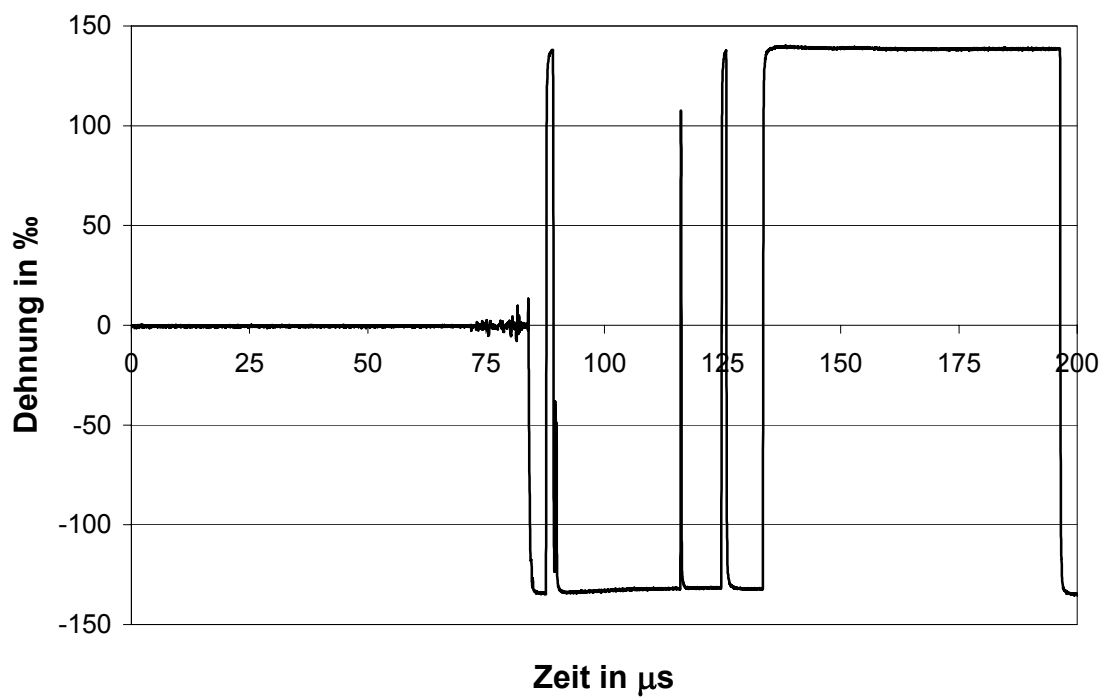
Abbildung G 8 Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 26$ cm

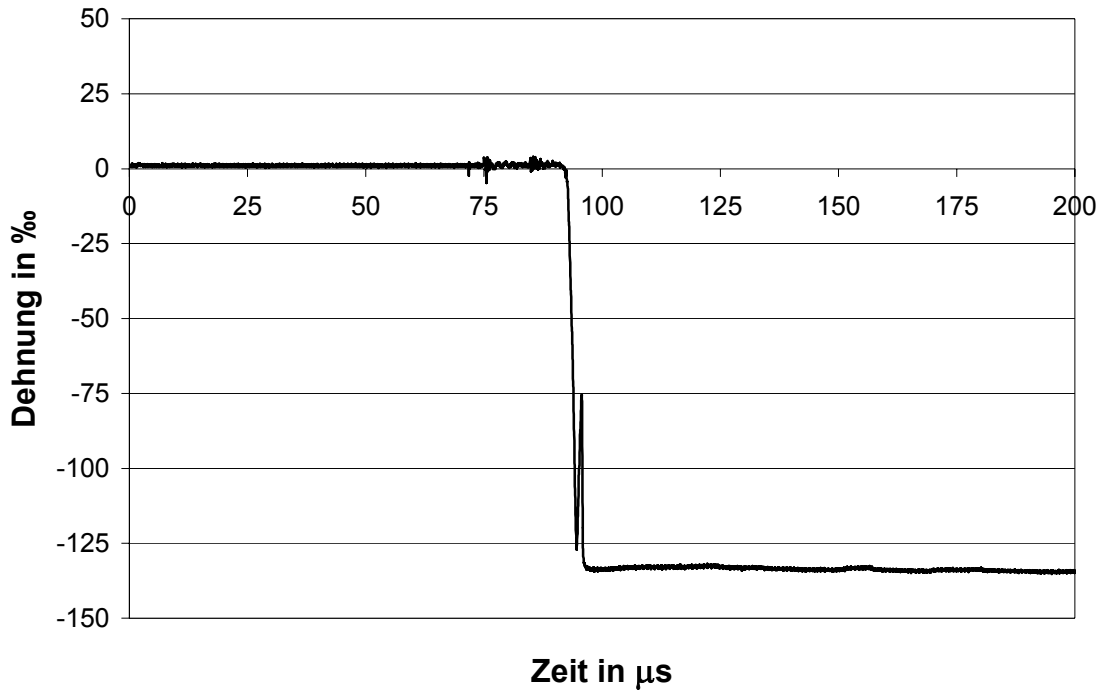
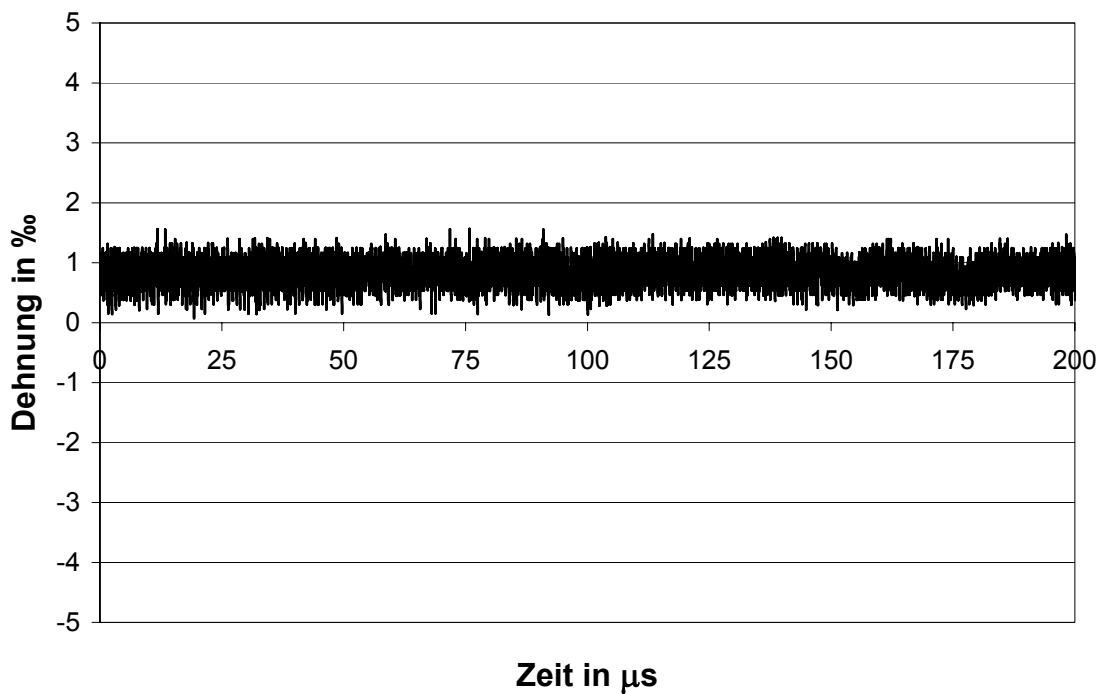
Abbildung G 9 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$ Abbildung G 10 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$,
Querrichtung

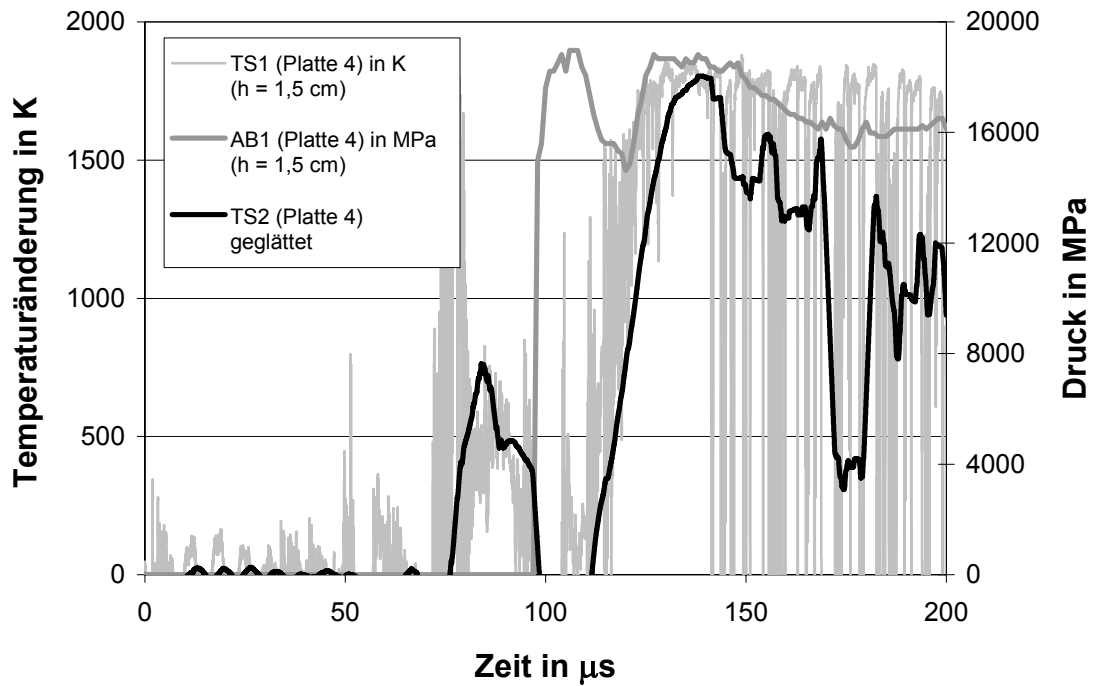
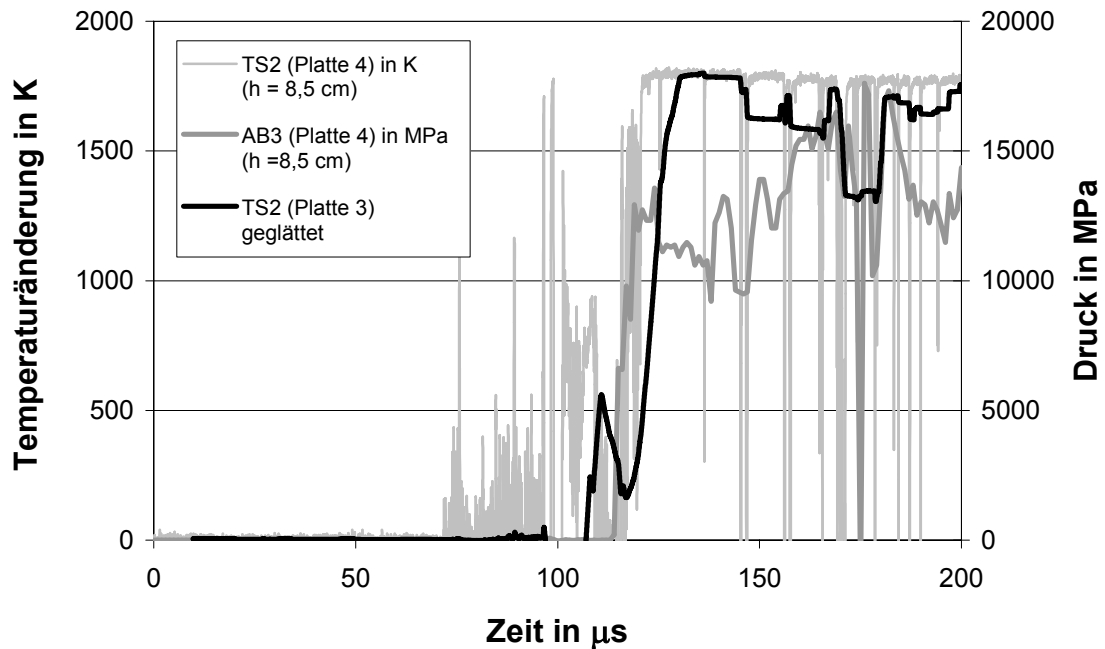
Abbildung G 11 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$ Abbildung G 12 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$,
Querrichtung

Abbildung G 13 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 8,5$ cmAbbildung G 14 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 8,5$ cm,
Querrichtung

Abbildung G 15 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 12$ cmAbbildung G 16 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 12$ cm, Querrichtung

Abbildung G 17 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$ Abbildung G 18 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 5 \text{ cm}$

Abbildung G 19 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 8,5$ cmAbbildung G 20 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 8,5$ cm, Querrichtung

Abbildung G 21 Messkurve der Aufnehmer TS1 und AB1, Einbautiefe $h = 1,5$ cmAbbildung G 22 Messkurve der Aufnehmer TS2 und AB3, Einbautiefe $h = 8,5$ cm

Anhang H

Hugoniotversuche – Versuchsdaten Platte 5

Abbildung H 1	Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 1,5$ cm
Abbildung H 2	Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 5$ cm
Abbildung H 3	Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 8,5$ cm
Abbildung H 4	Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 12$ cm
Abbildung H 5	Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 15,5$ cm
Abbildung H 6	Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 19$ cm
Abbildung H 7	Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 22,5$ cm
Abbildung H 8	Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 26$ cm
Abbildung H 9	Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 1,5$ cm
Abbildung H 10	Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 1,5$ cm, Querrichtung
Abbildung H 11	Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 5$ cm
Abbildung H 12	Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 5$ cm, Querrichtung
Abbildung H 13	Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 8,5$ cm
Abbildung H 14	Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 8,5$ cm, Querrichtung
Abbildung H 15	Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 12$ cm
Abbildung H 16	Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 12$ cm, Querrichtung
Abbildung H 17	Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 1,5$ cm
Abbildung H 18	Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 5$ cm
Abbildung H 19	Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 8,5$ cm
Abbildung H 20	Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 8,5$ cm, Querrichtung

Bezeichnungen der Messelemente:

AB	Kohle-Masse-Widerstand
MA	Manganin-Aufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
TS	Thermosäule

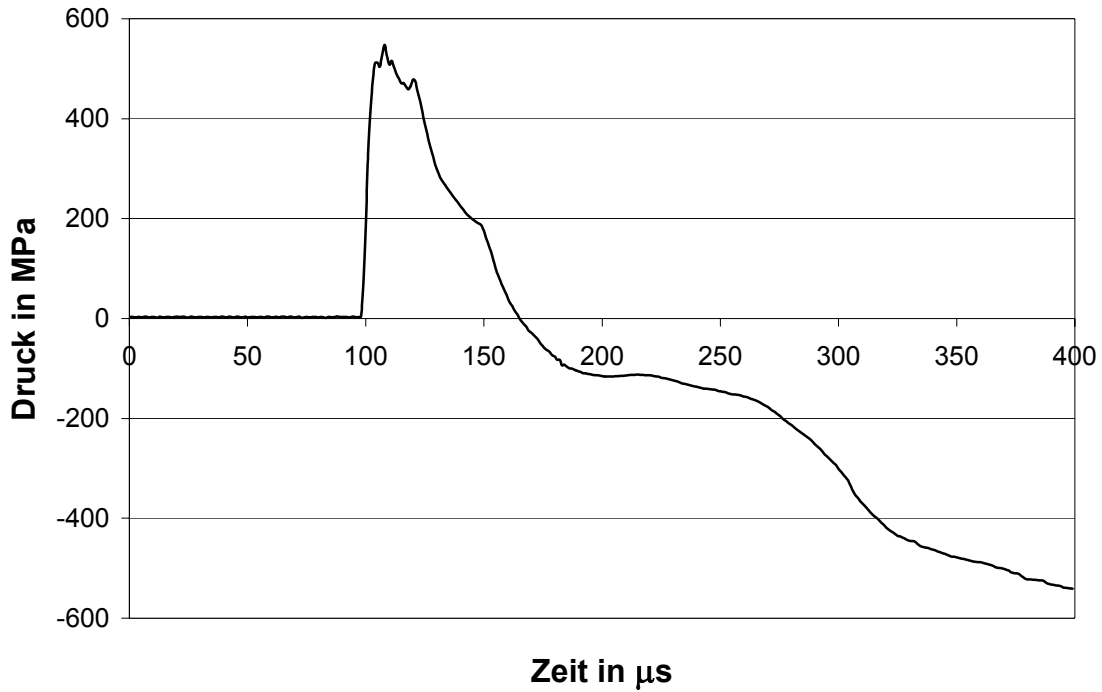


Abbildung H 1 Messkurve des Aufnehmers AB1, Einbautiefe $h = 1,5$ cm

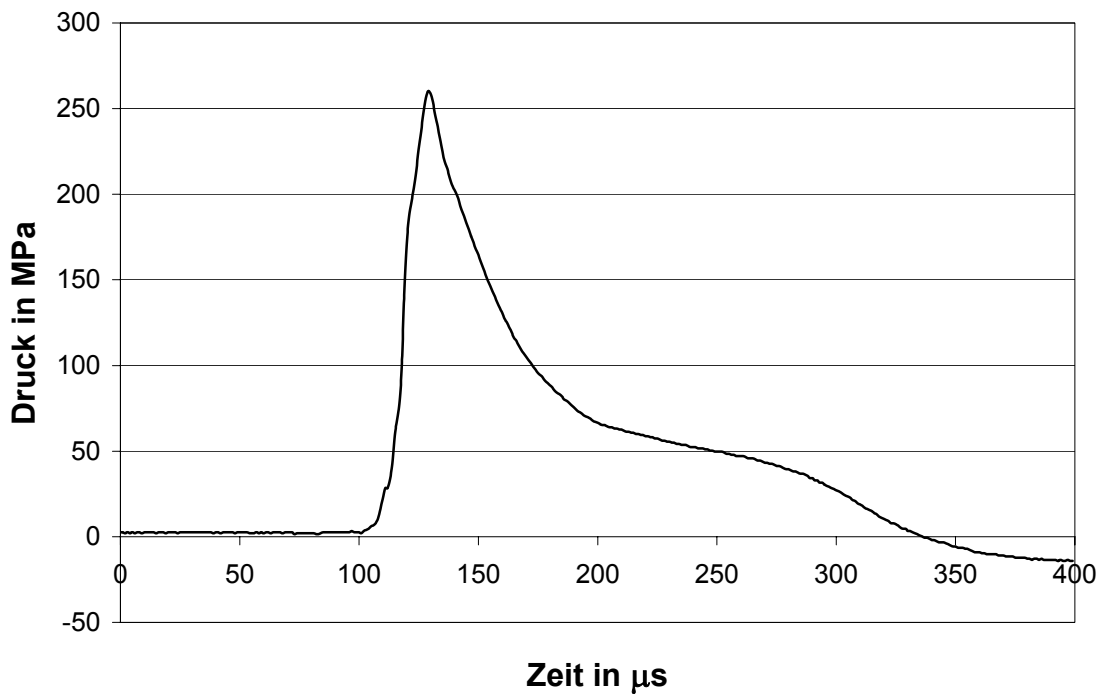
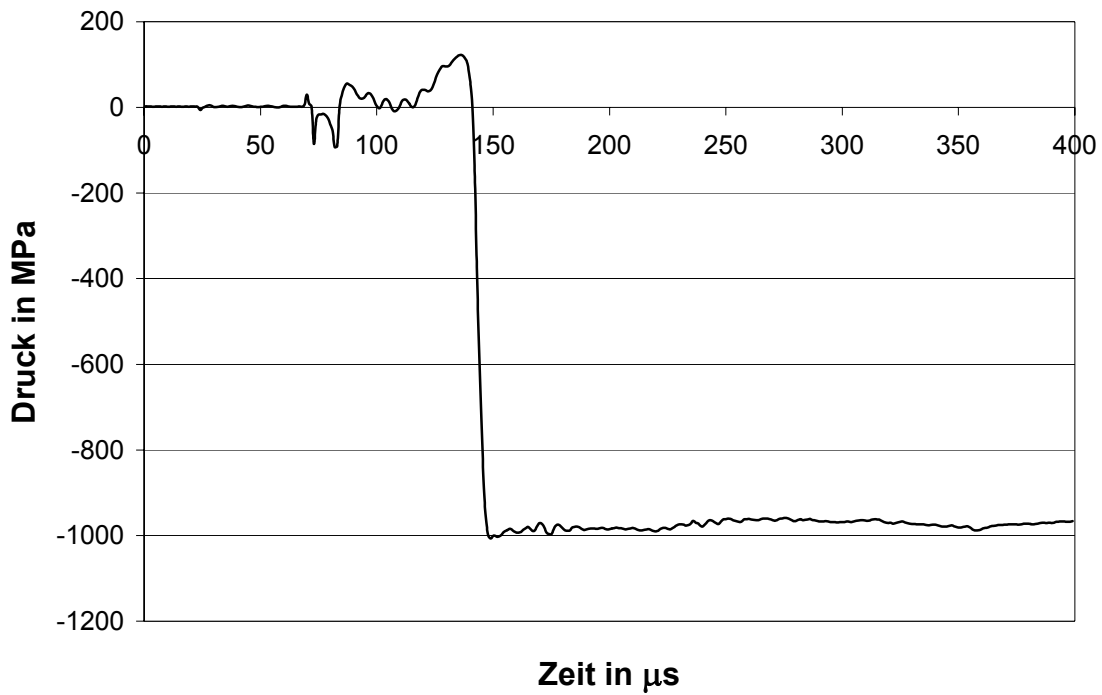
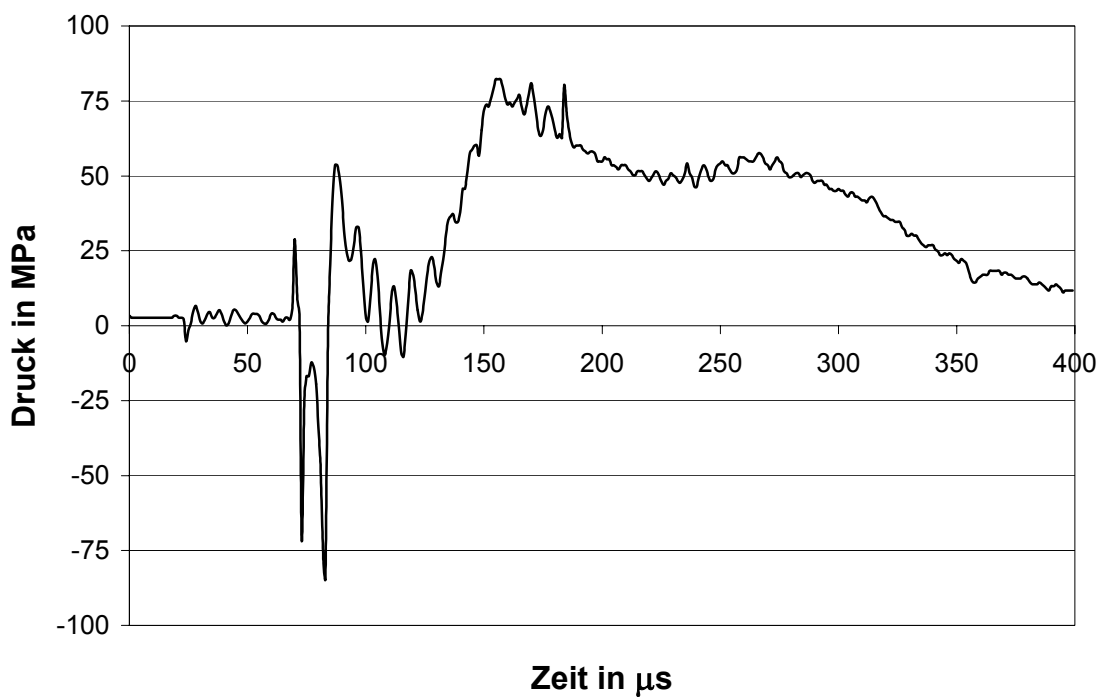
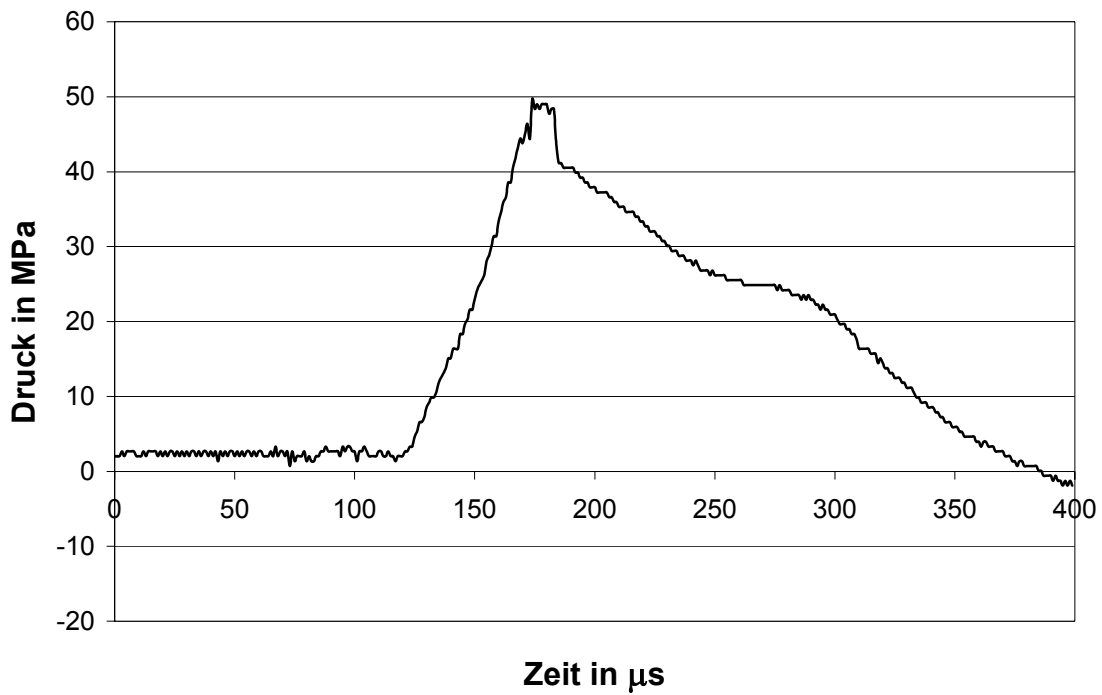
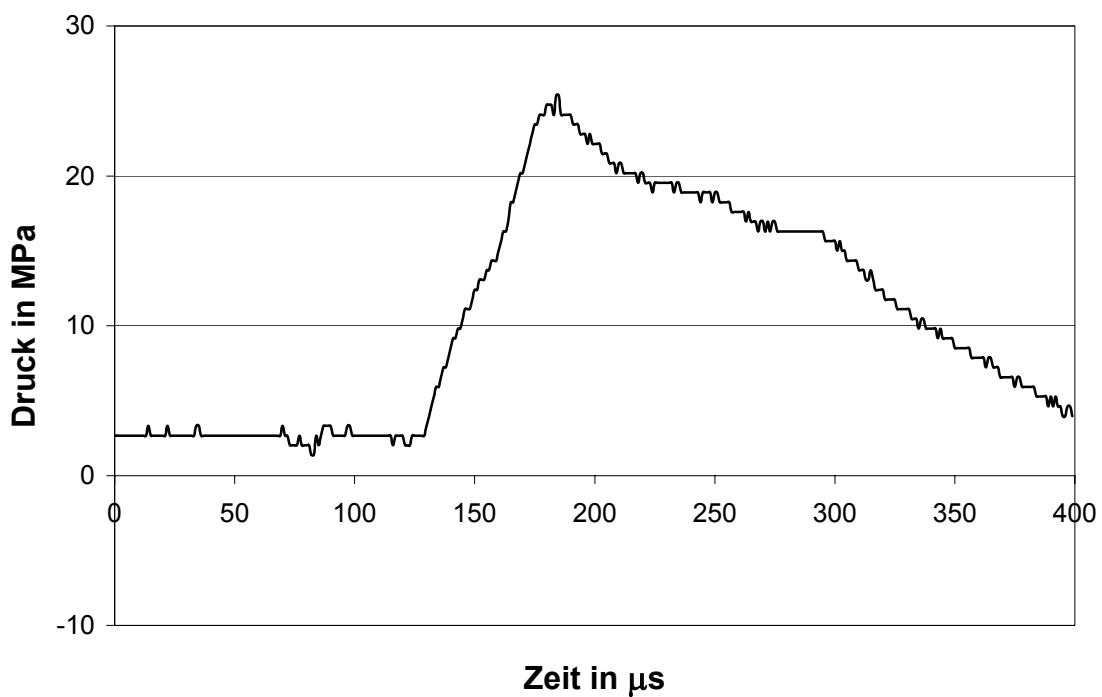
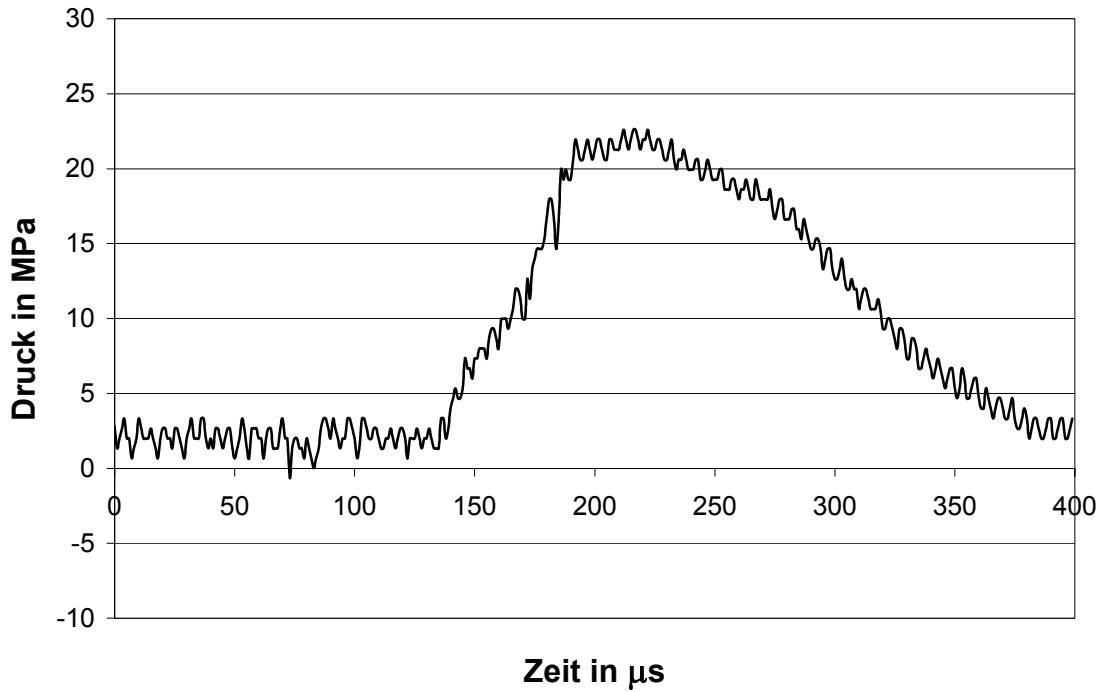
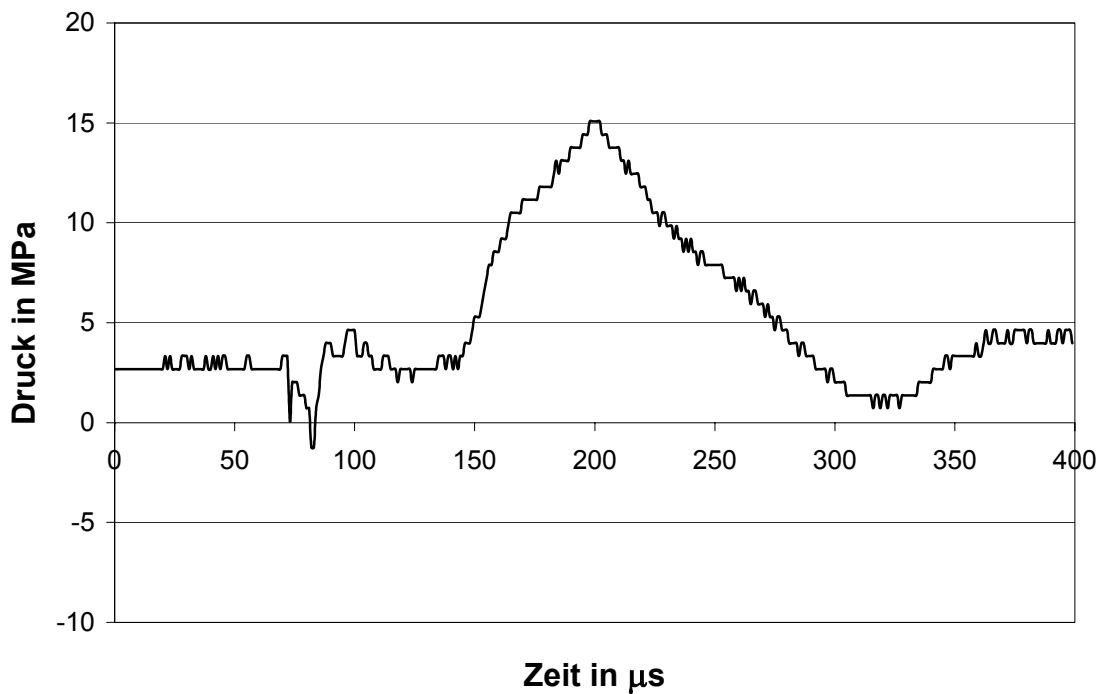
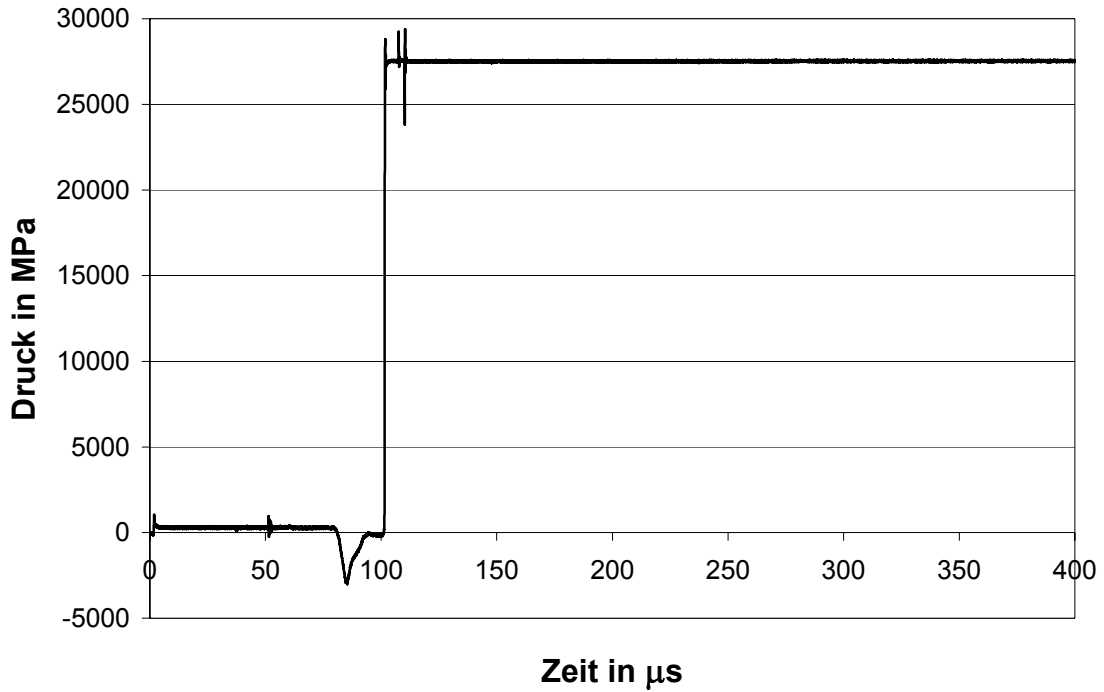
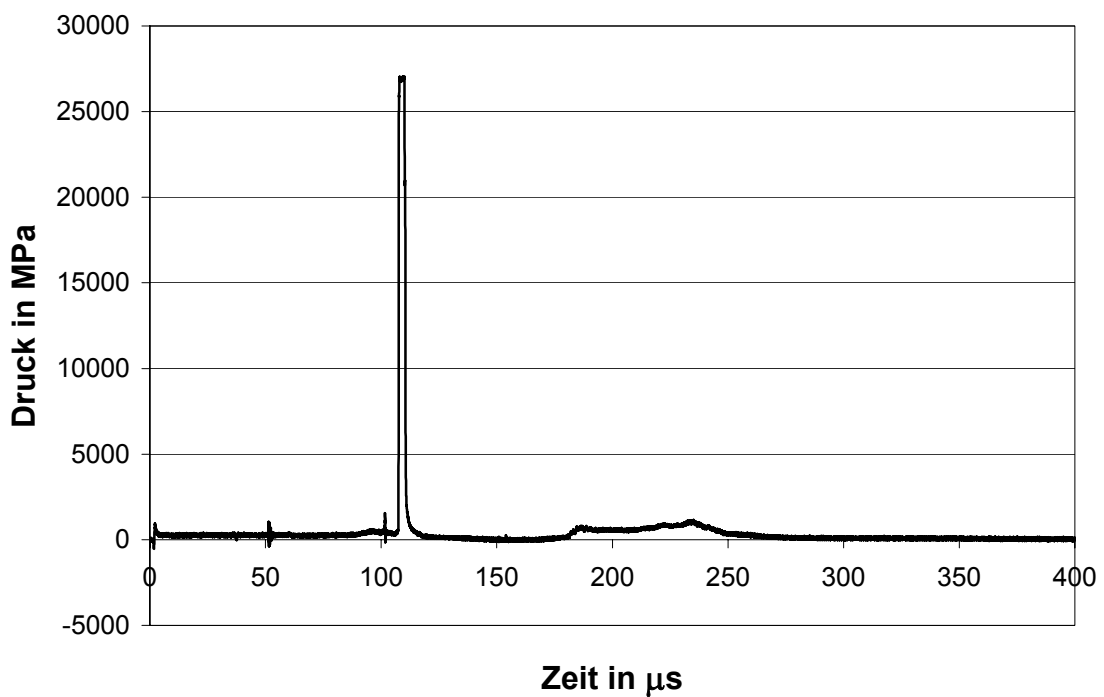


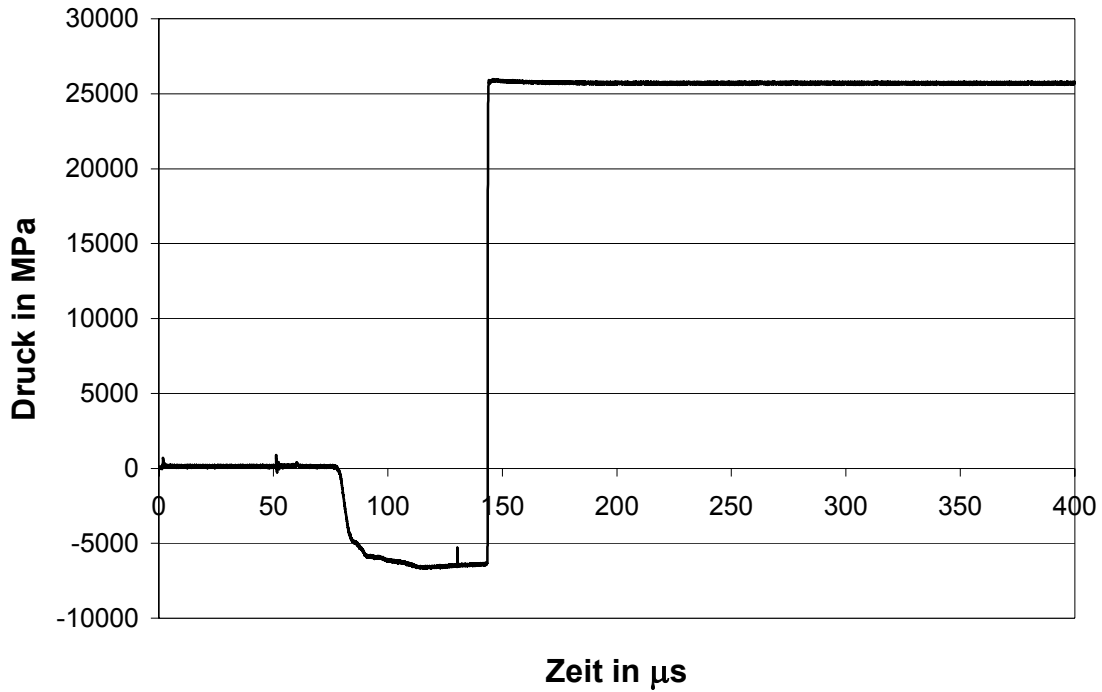
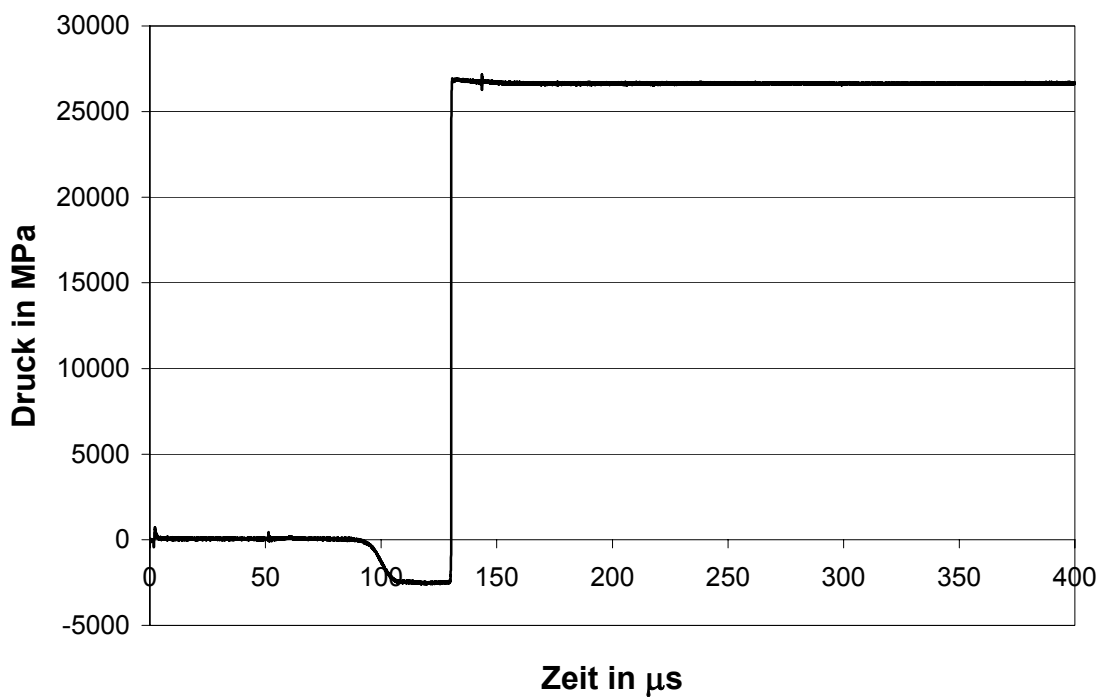
Abbildung H 2 Messkurve des Aufnehmers AB2, Einbautiefe $h = 5$ cm

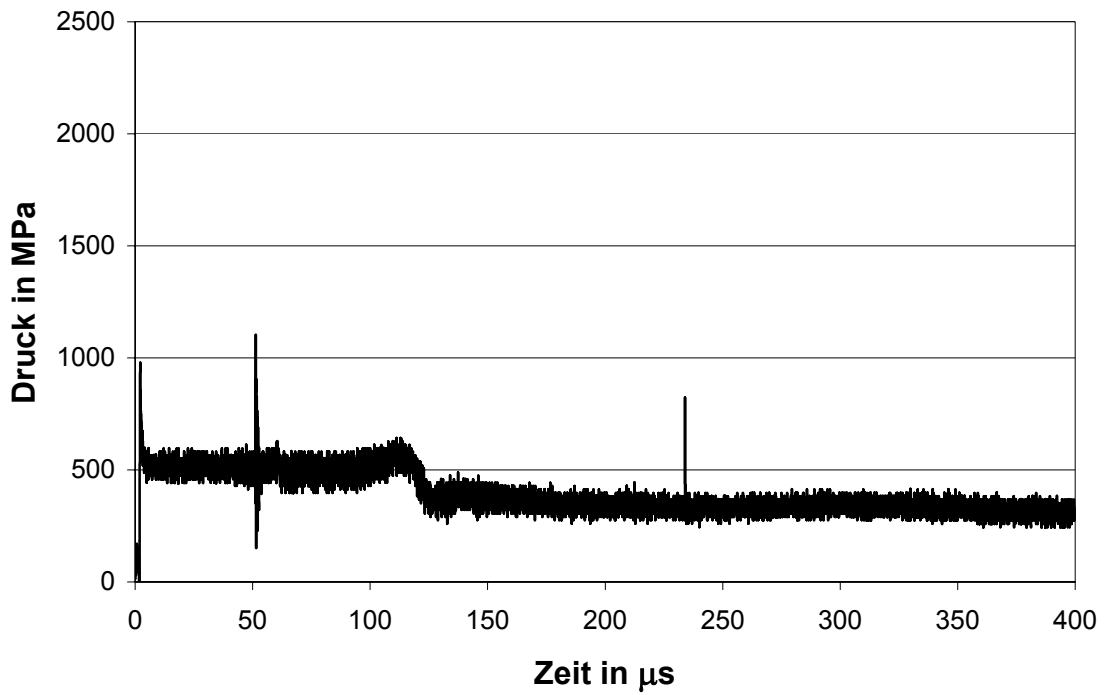
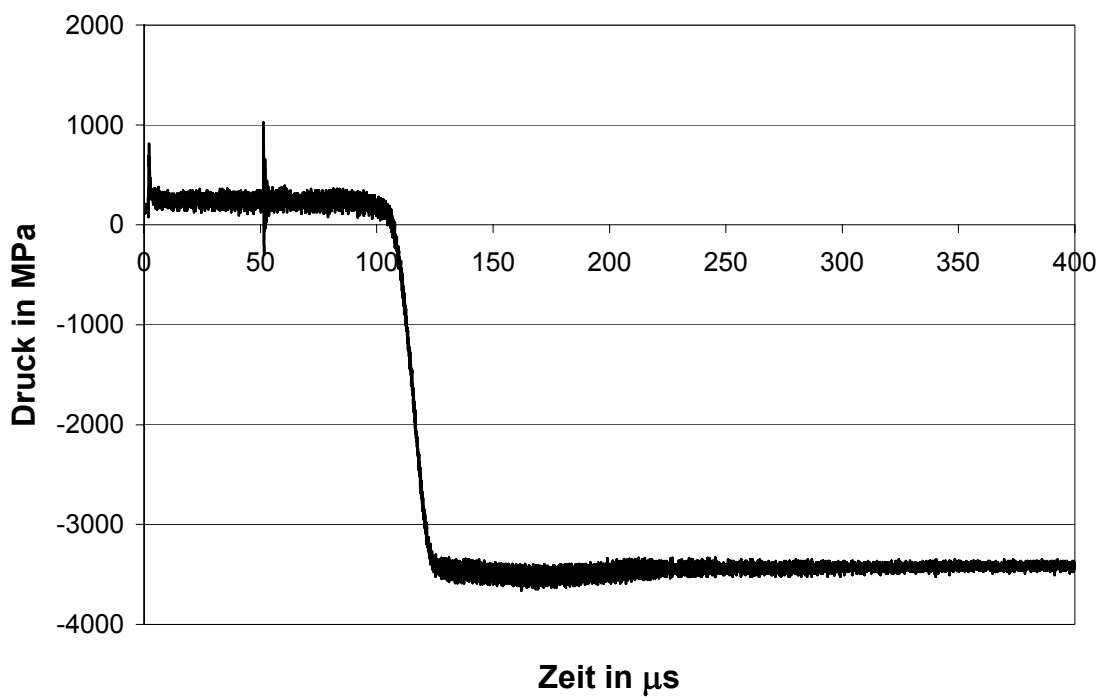
Abbildung H 3 Messkurve des Aufnehmers AB3, Einbautiefe $h = 8,5$ cmAbbildung H 4 Messkurve des Aufnehmers AB4, Einbautiefe $h = 12$ cm

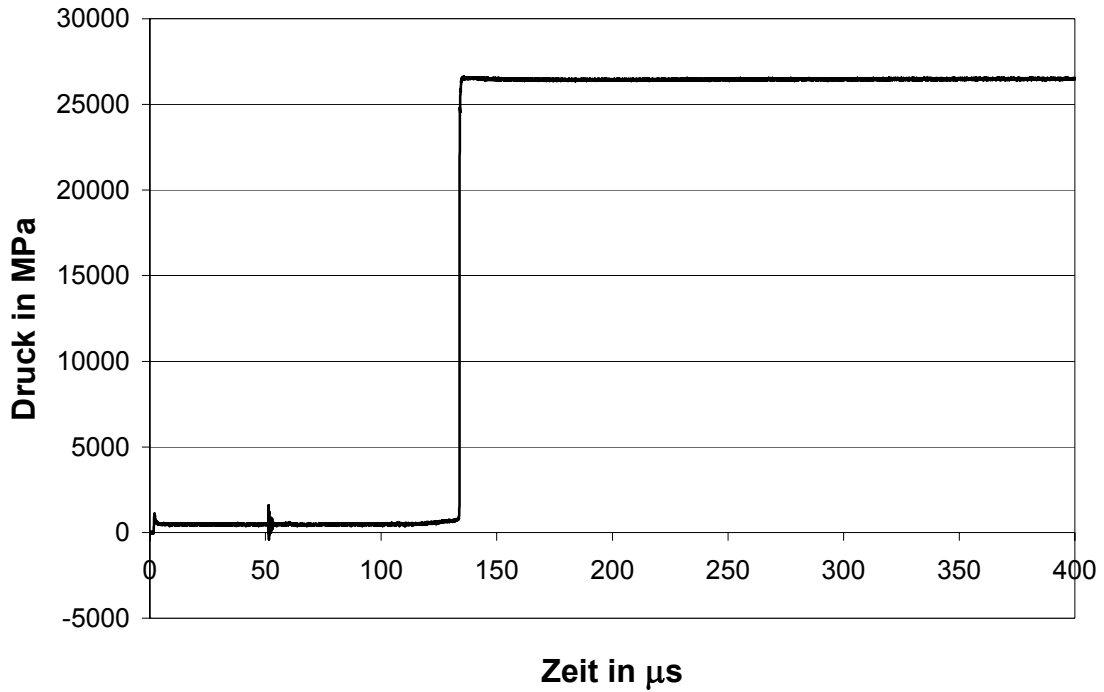
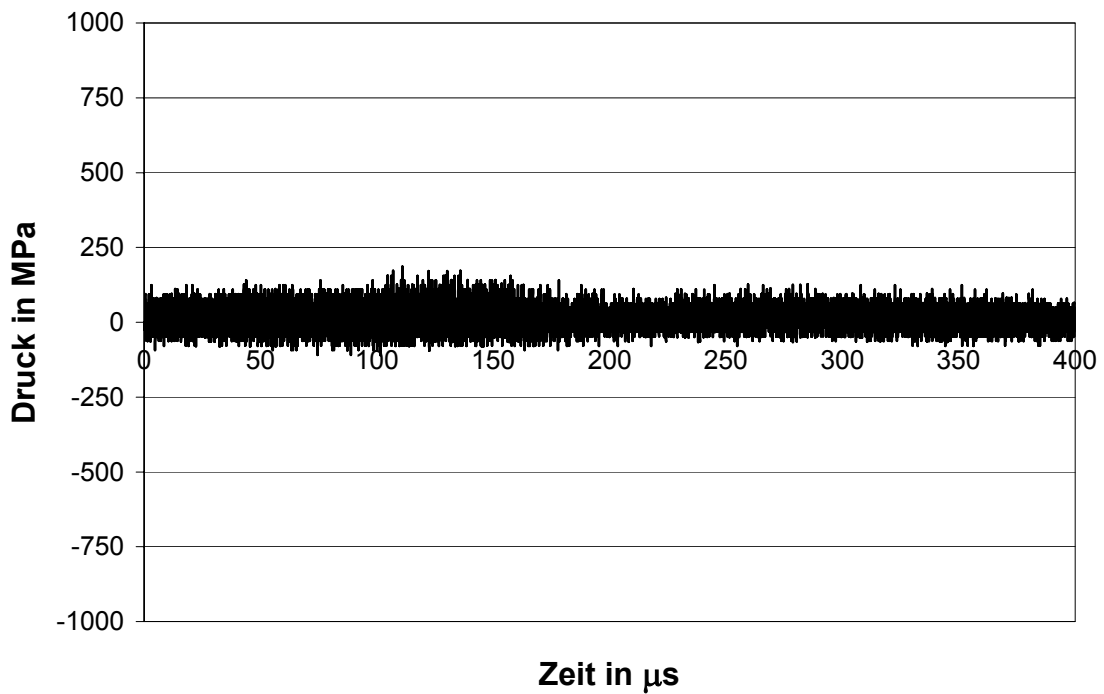
Abbildung H 5 Messkurve des Aufnehmers AB5, Einbautiefe $h = 15,5$ cmAbbildung H 6 Messkurve des Aufnehmers AB6, Einbautiefe $h = 19$ cm

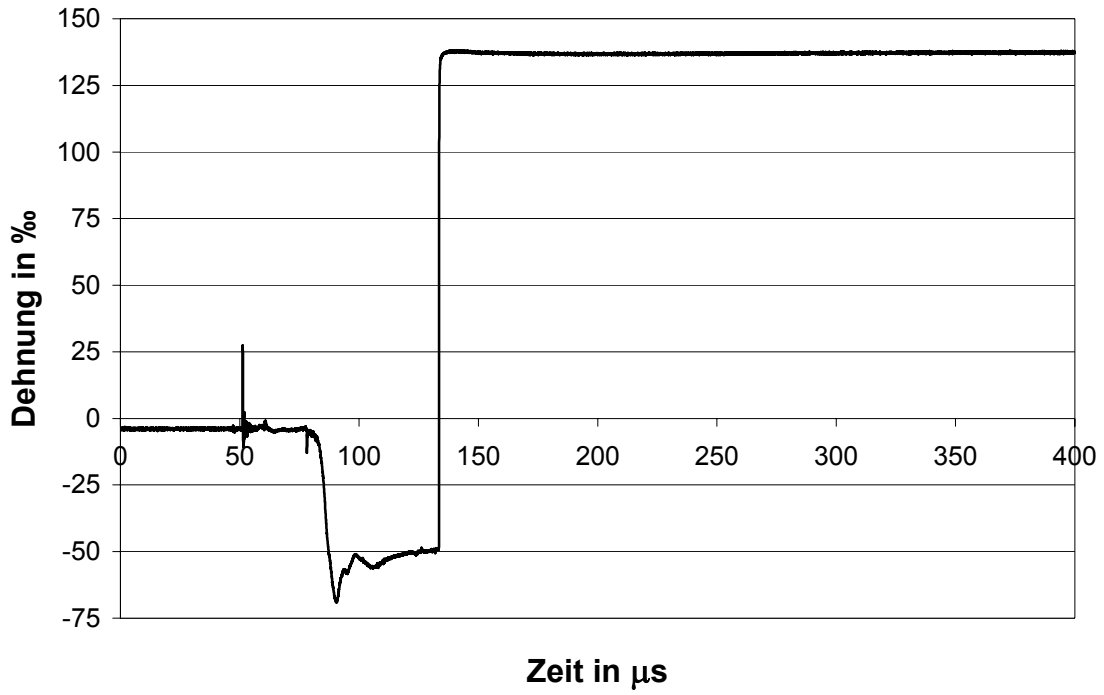
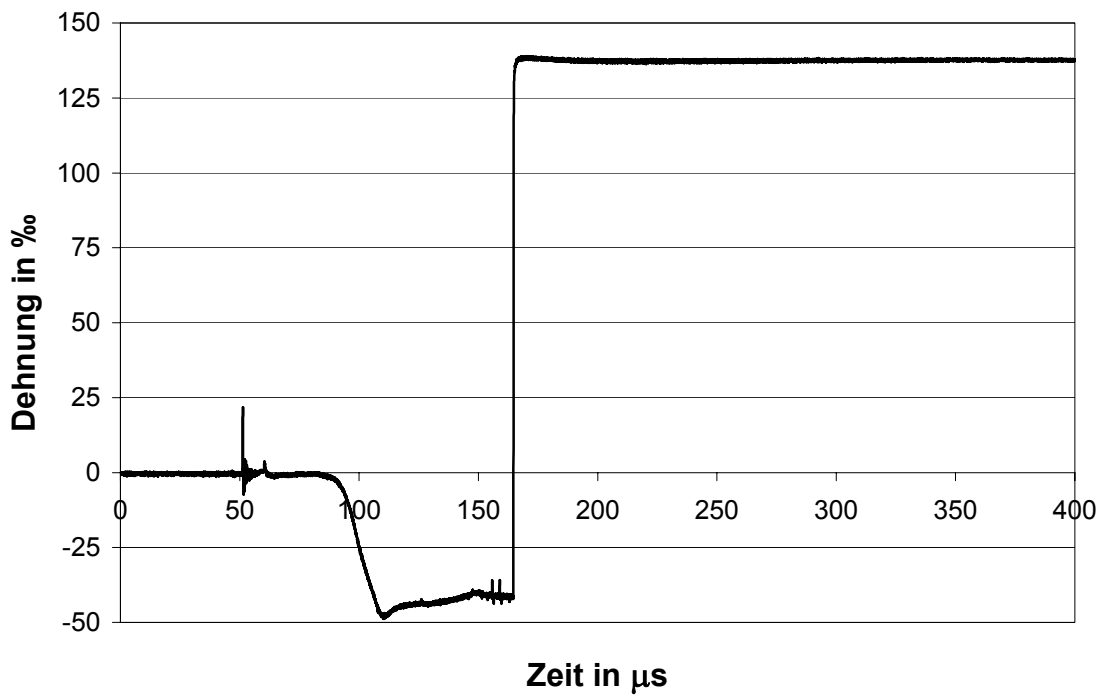
Abbildung H 7 Messkurve des Aufnehmers AB7, Einbautiefe $h = 22,5$ cmAbbildung H 8 Messkurve des Aufnehmers AB8, Einbautiefe $h = 26$ cm

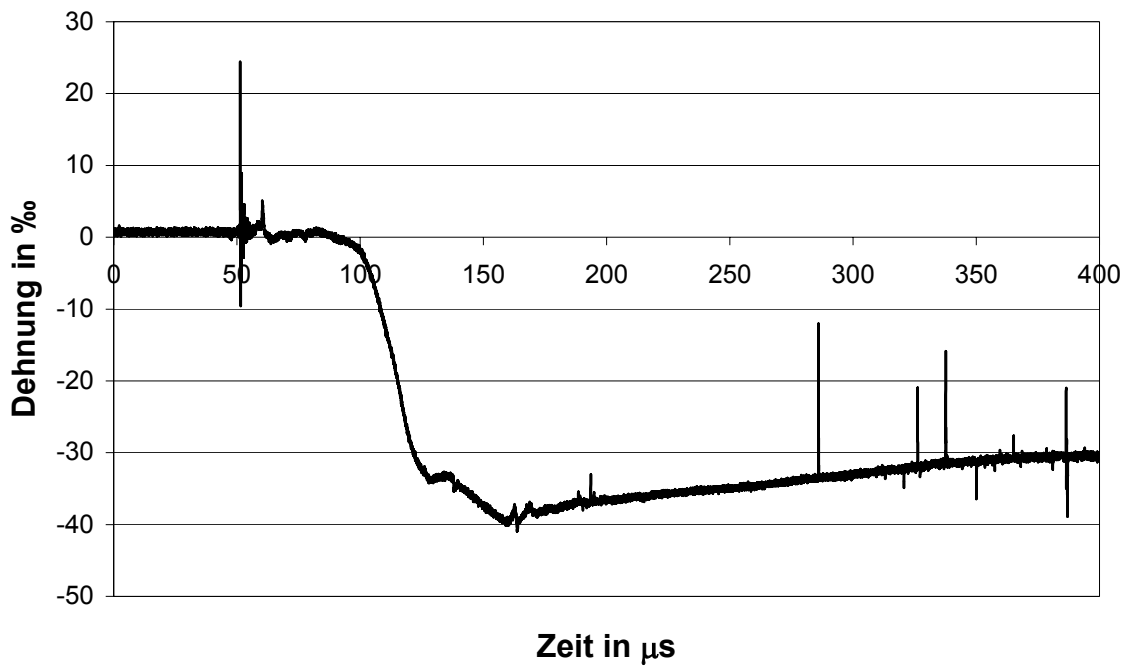
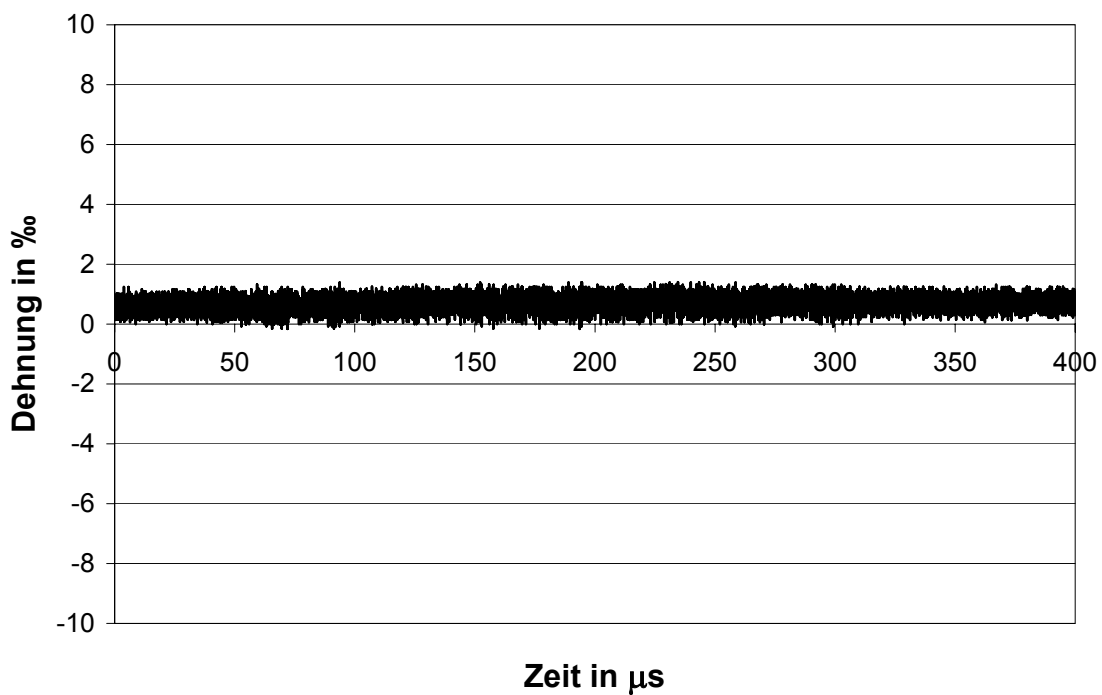
Abbildung H 9 Messkurve des Aufnehmers MA1, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$ Abbildung H 10 Messkurve des Aufnehmers MA2, Einbautiefe $h = 1,5 \text{ cm}$,
Querrichtung

Abbildung H 11 Messkurve des Aufnehmers MA3, Einbautiefe $h = 5$ cmAbbildung H 12 Messkurve des Aufnehmers MA4, Einbautiefe $h = 5$ cm, Querrichtung

Abbildung H 13 Messkurve des Aufnehmers MA5, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$ Abbildung H 14 Messkurve des Aufnehmers MA6, Einbautiefe $h = 8,5 \text{ cm}$,
Querrichtung

Abbildung H 15 Messkurve des Aufnehmers MA7, Einbautiefe $h = 12$ cmAbbildung H 16 Messkurve des Aufnehmers MA8, Einbautiefe $h = 12$ cm, Querrichtung

Abbildung H 17 Messkurve des Aufnehmers DMS1, Einbautiefe $h = 1,5\text{ cm}$ Abbildung H 18 Messkurve des Aufnehmers DMS2, Einbautiefe $h = 5\text{ cm}$

Abbildung H 19 Messkurve des Aufnehmers DMS3, Einbautiefe $h = 8,5$ cmAbbildung H 20 Messkurve des Aufnehmers DMS4, Einbautiefe $h = 8,5$ cm, Querrichtung

Anhang I

Abbruchversuche – Versuchsbilder Balken

- Abbildung I 1 Bewehrungskorb des Balkens VK1a mit positionierten Kohle-Masse-Aufnehmer
- Abbildung I 2 Balken VK1a vor Betonieren mit Aussparungskörper für Bohrloch
- Abbildung I 3 Die Balken VK2 und VK3 vor Betonieren mit Aussparungskörper für Bohrloch
- Abbildung I 4 Versuchsaufbau Balken VK1a vor Versuch, ein Bohrloch
- Abbildung I 5 Sprengergebnis Balken VK1a, totale Zerstörung
- Abbildung I 6 Sprengergebnis Balken VK1a, größtes auffindbares Fragment
- Abbildung I 7 Versuchsaufbau Balken VK1b vor Versuch, ein Bohrloch
- Abbildung I 8 Balken VK1b während des Versuchs
- Abbildung I 9 Sprengergebnis Balken VK1b, totale Zerstörung, jedoch geringere Fragmentierung als beim Balken VK1a
- Abbildung I 10 Versuchsaufbau Balken VK1c vor Versuch, ein Bohrloch
- Abbildung I 11 Balken VK1c während des Versuchs
- Abbildung I 12 Sprengergebnis Balken VK1c, totale Zerstörung, jedoch noch geringere Fragmentierung als bei den Balken VK1a und VK1b
- Abbildung I 13 Versuchsaufbau Balken VK2 vor Versuch, zwei Bohrlöcher
- Abbildung I 14 Zündverteiler Balken VK2, der Momentenzünder (links), soll die Detonation über eine kleine Menge Seismoplast auf zwei Sprengschnüre gleicher Länge (rechts) übertragen
- Abbildung I 15 Sprengergebnis Balken VK2, nach der Detonation einer Bohrlochladung
- Abbildung I 16 Sprengergebnis Balken VK2, Rissmuster nach Detonation der ersten Bohrlochladung
- Abbildung I 17 Sprengergebnis Balken VK2, nach der Detonation der zweiten Bohrlochladung
- Abbildung I 18 Versuchsaufbau Balken VK3 vor Versuch, vier Bohrlöcher

- Abbildung I 19 Versuchsaufbau Balken VK3, der Momentenzünder steckt in einer kleinen Menge Seismoplast und überträgt die Detonation über diesen Zündverteiler auf vier Sprengschnüre gleicher Länge
- Abbildung I 20 Sprengergebnis Balken VK3, totale Zerstörung
- Abbildung I 21 Sprengergebnis Balken VK3, totale Zerstörung, Ansicht von der Gegenseite
- Abbildung I 22 Sprengergebnis Balken VK3, Trennriss in der Längsachse der Bohrlöcher des Balkens
- Abbildung I 23 Versuchsaufbau Balken VK4 vor Versuch, sechs Bohrlöcher
- Abbildung I 24 Versuchsaufbau Balken VK4, der Momentenzünder steckt in einer kleinen Menge Seismoplast und überträgt die Detonation über diesen Zündverteiler auf sechs Sprengschnüre gleicher Länge
- Abbildung I 25 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, vor Zündung
- Abbildung I 26 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, Fragmentierung
- Abbildung I 27 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, Trümmerflug
- Abbildung I 28 Sprengergebnis Balken VK4, totale Zerstörung
- Abbildung I 29 Sprengergebnis Balken VK4, feinkörnige Fragmente als Haufwerk
- Abbildung I 30 Sprengergebnis Balken VK4, freigesprengte Bewehrung mit den Überresten eines Kohle-Masse-Aufnehmers

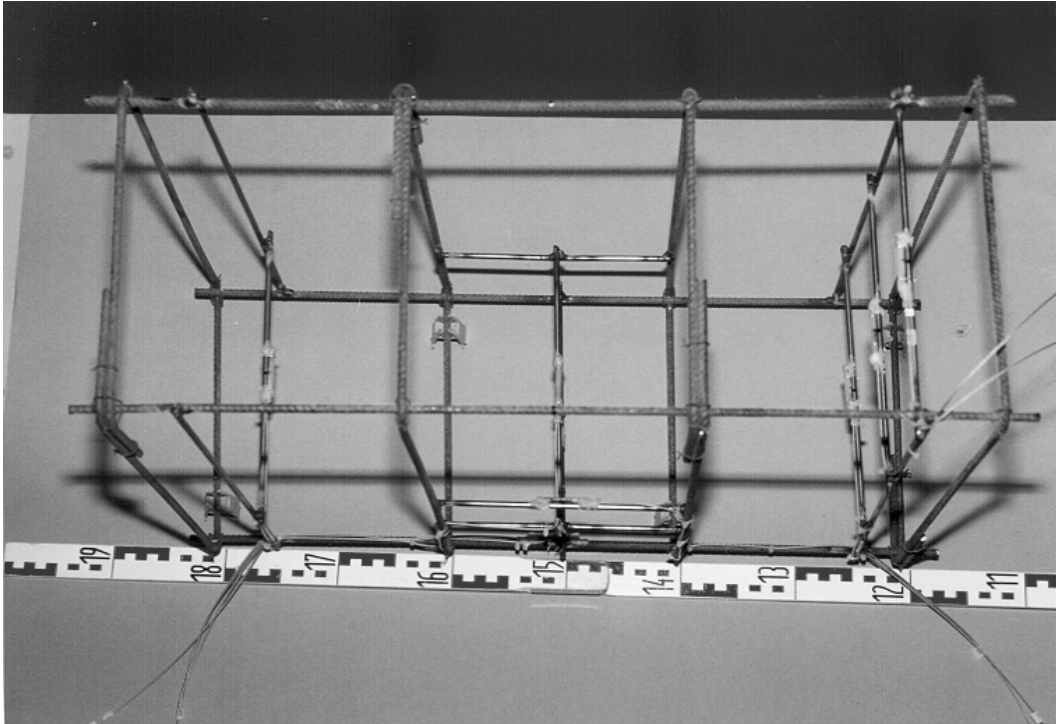


Abbildung I 1 Bewehrungskorb des Balkens VK1a mit positionierten Kohle-Masse-Aufnehmern



Abbildung I 2 Balken VK1a vor Betonieren mit Aussparungskörper für Bohrloch

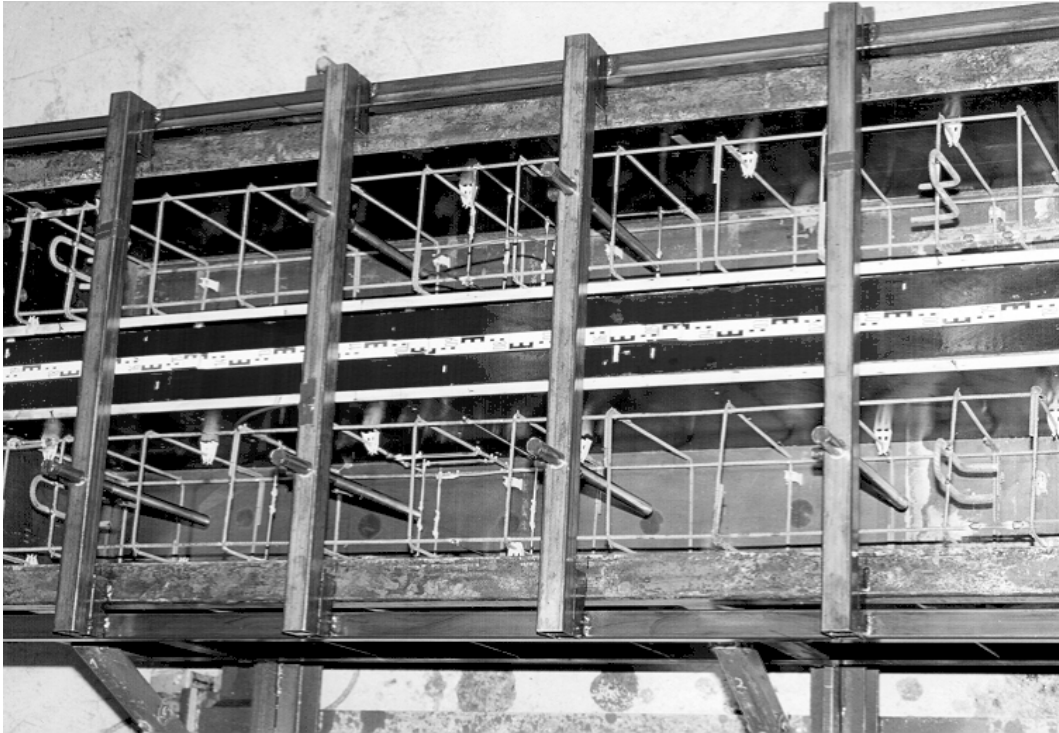


Abbildung I 3 Die Balken VK2 und VK3 vor Betonieren mit Aussparungskörper für Bohrloch

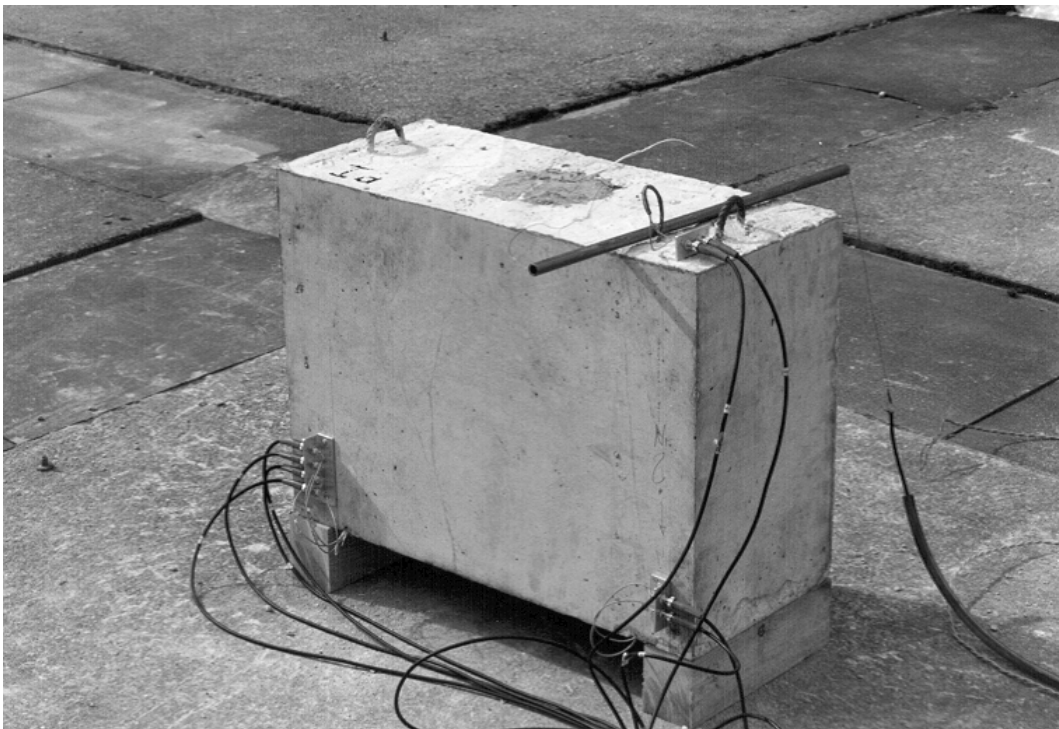


Abbildung I 4 Versuchsaufbau Balken VK1a vor Versuch, ein Bohrloch



Abbildung I 5 Sprengergebnis Balken VK1a, totale Zerstörung



Abbildung I 6 Sprengergebnis Balken VK1a, größtes auffindbares Fragment



Abbildung I 7 Versuchsaufbau Balken VK1b vor Versuch, ein Bohrloch



Abbildung I 8 Balken VK1b während des Versuchs

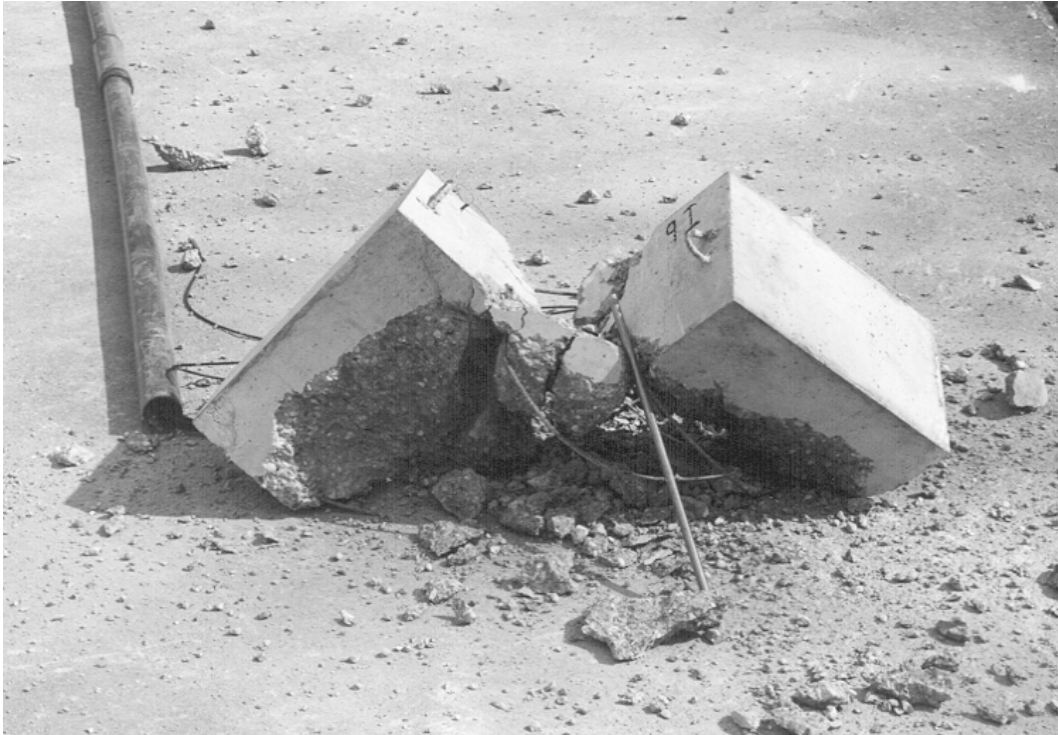


Abbildung I 9 Sprengergebnis Balken VK1b, totale Zerstörung, jedoch geringere Fragmentierung als beim Balken VK1a



Abbildung I 10 Versuchsaufbau Balken VK1c vor Versuch, ein Bohrloch



Abbildung I 11 Balken VK1c während des Versuchs



Abbildung I 12 Sprengergebnis Balken VK1c, totale Zerstörung, jedoch noch geringere Fragmentierung als bei den Balken VK1a und VK1b



Abbildung I 13 Versuchsaufbau Balken VK2 vor Versuch, zwei Bohrlöcher



Abbildung I 14 Zündverteiler Balken VK2, der Momentenzünder (links), soll die Detonation über eine kleine Menge Seismoplast auf zwei Sprengschnüre gleicher Länge (rechts) übertragen



Abbildung I 15 Sprengergebnis Balken VK2, nach der Detonation einer Bohrlochladung



Abbildung I 16 Sprengergebnis Balken VK2, Rissmuster nach Detonation der ersten Bohrlochladung



Abbildung I 17 Sprengergebnis Balken VK2, nach der Detonation der zweiten Bohrlochladung

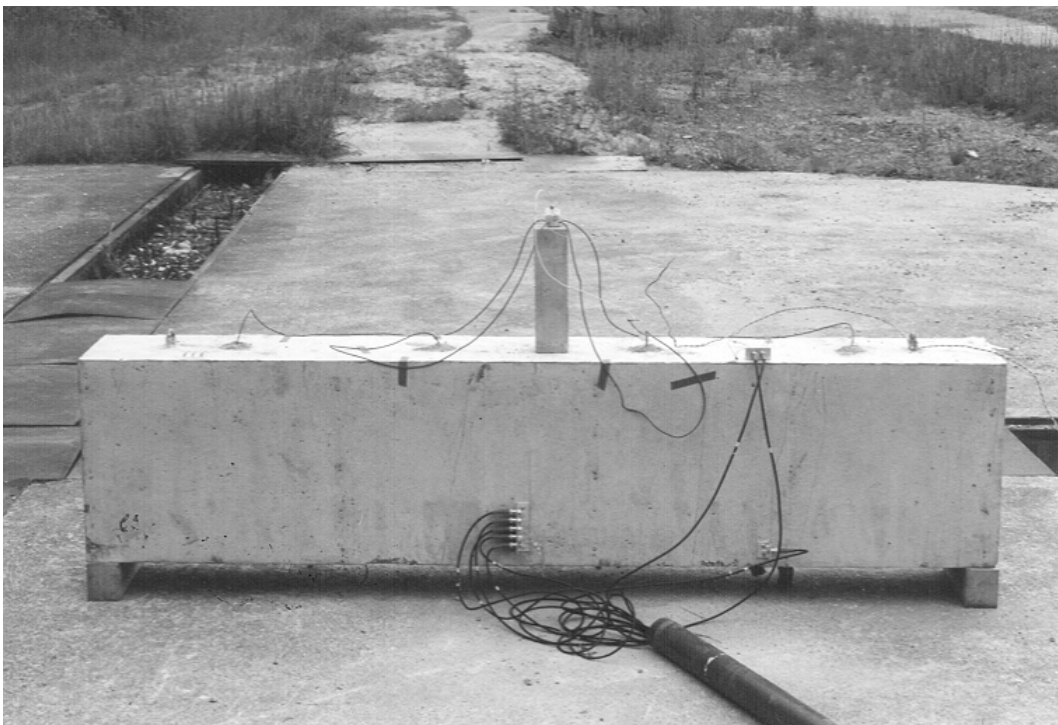


Abbildung I 18 Versuchsaufbau Balken VK3 vor Versuch, vier Bohrlöcher

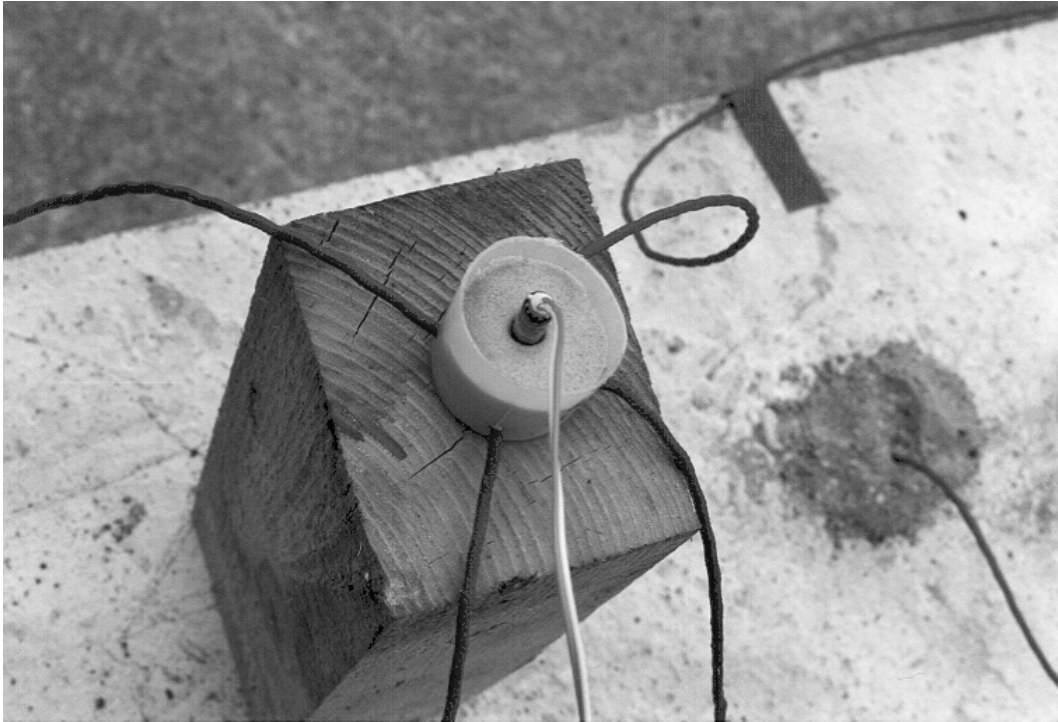


Abbildung I 19 Versuchsaufbau Balken VK3, der Momentenzünder steckt in einer kleinen Menge Seismoplast und überträgt die Detonation über diesen Zündverteiler auf vier Sprengschnüre gleicher Länge



Abbildung I 20 Sprengergebnis Balken VK3, totale Zerstörung



Abbildung I 21 Sprengergebnis Balken VK3, totale Zerstörung,
Ansicht von der Gegenseite

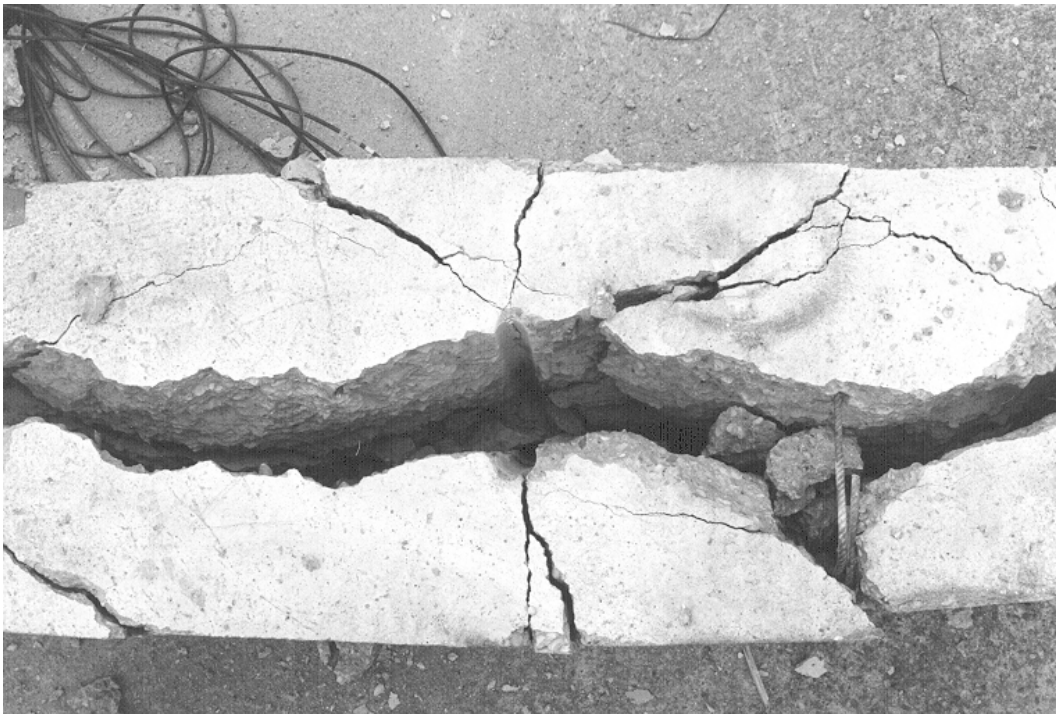


Abbildung I 22 Sprengergebnis Balken VK3, Trennriss in der Längsachse der
Bohrlöcher des Balkens

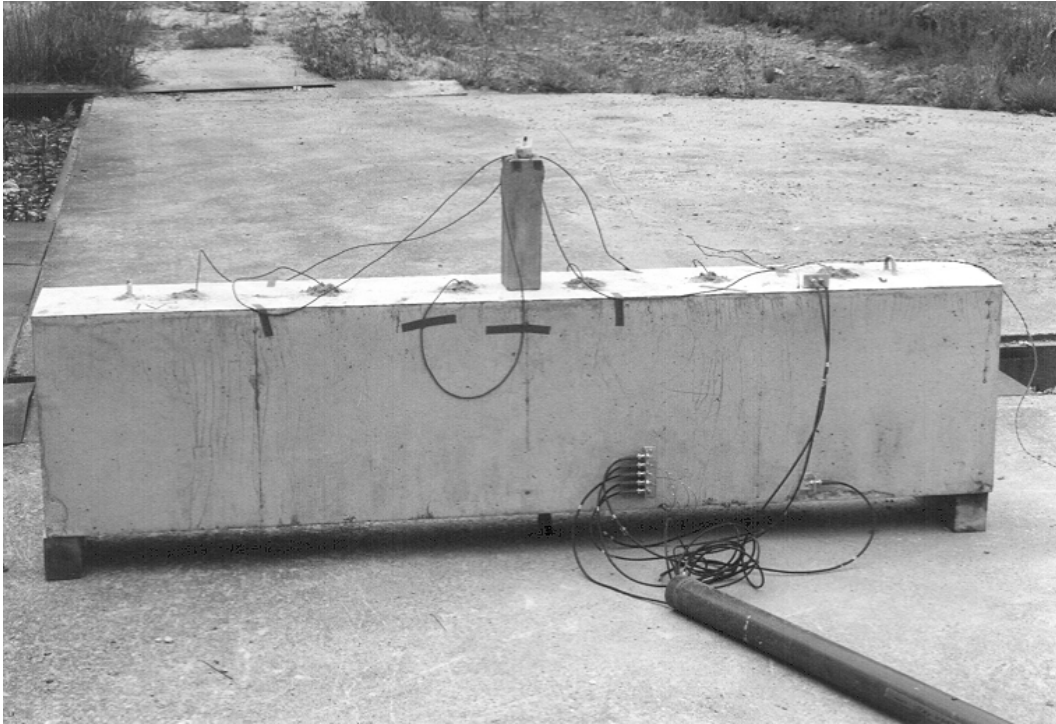


Abbildung I 23 Versuchsaufbau Balken VK4 vor Versuch, sechs Bohrlöcher

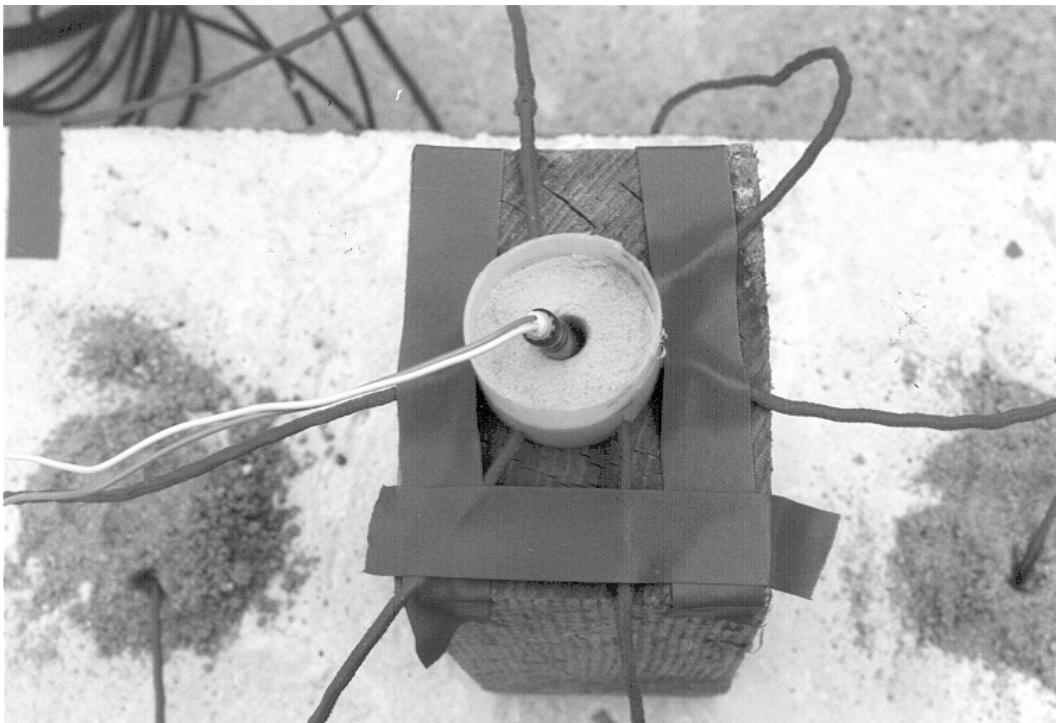


Abbildung I 24 Versuchsaufbau Balken VK4, der Momentenzünder steckt in einer kleinen Menge Seismoplast und überträgt die Detonation über diesen Zündverteiler auf sechs Sprengschnüre gleicher Länge



Abbildung I 25 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, vor Zündung



Abbildung I 26 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, Fragmentierung



Abbildung I 27 Versuchsablauf beim Versuch am Balken VK4, Trümmerflug



Abbildung I 28 Sprengergebnis Balken VK4, totale Zerstörung



Abbildung I 29 Sprengergebnis Balken VK4, feinkörnige Fragmente als Haufwerk



Abbildung I 30 Sprengergebnis Balken VK4, freigesprengte Bewehrung mit den Überresten eines Kohle-Masse-Aufnehmers

Anhang J

Abbruchversuche – Versuchsdaten Balken

Abbildung J 1	Balken VK1c, Positionen der Messaufnehmer, der Querschnitt bleibt bei allen Versuchskörpern unverändert
Abbildung J 2	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB1
Abbildung J 3	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB2
Abbildung J 4	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB3
Abbildung J 5	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB4
Abbildung J 6	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB5
Abbildung J 7	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB6
Abbildung J 8	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB7
Abbildung J 9	Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB8
Abbildung J 10	Balken VK2, Positionen der Messaufnehmer
Abbildung J 11	Balken VK2, zweite Sprengung, Messkurve des Aufnehmers AB1
Abbildung J 12	Balken VK2, zweite Sprengung, Messkurve des Aufnehmers AB8
Abbildung J 13	Balken VK3 Positionen der Messaufnehmer
Abbildung J 14	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB1
Abbildung J 15	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB2
Abbildung J 16	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB3
Abbildung J 17	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB4
Abbildung J 18	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB5
Abbildung J 19	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB6
Abbildung J 20	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB7
Abbildung J 21	Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB8
Abbildung J 22	Balken VK4, Positionen der Messaufnehmer
Abbildung J 23	Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB1
Abbildung J 24	Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB2
Abbildung J 25	Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB3

- Abbildung J 26 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB4
- Abbildung J 27 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB5
- Abbildung J 28 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB6
- Abbildung J 29 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB7
- Abbildung J 30 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB8

Vom Balken VK2 sind lediglich zwei Messkurven der zweiten Sprengung dargestellt, da die übrigen keine auswertbaren Signale zeigten.

Die in den Zeichnungen der Versuchskörper verwendeten Positionsnummern entsprechen der Nummerierung der Kohle-Masse-Aufnehmer AB.

Querschnitt
Versuchskörper

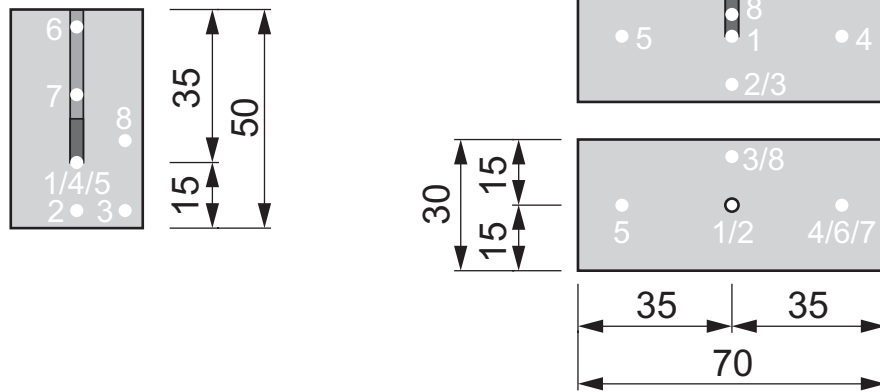


Abbildung J 1 Balken VK1c, Positionen der Messaufnehmer, der Querschnitt bleibt bei allen Versuchskörpern unverändert

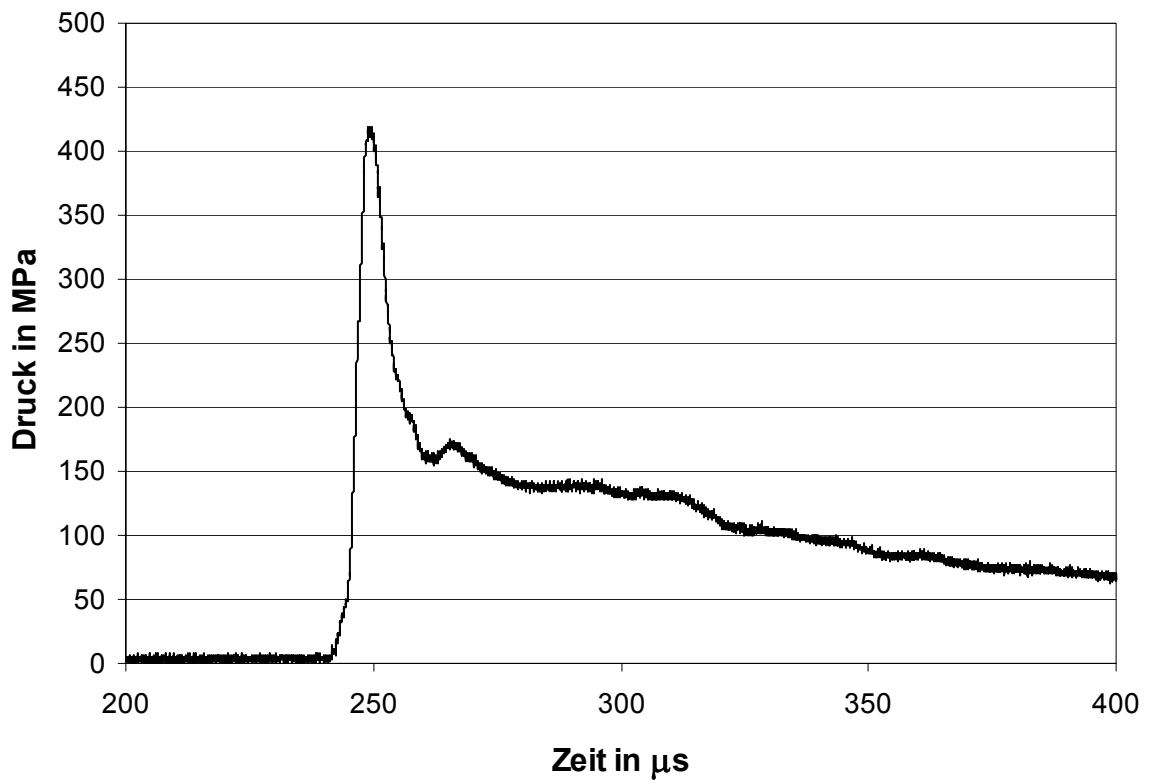


Abbildung J 2 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB1

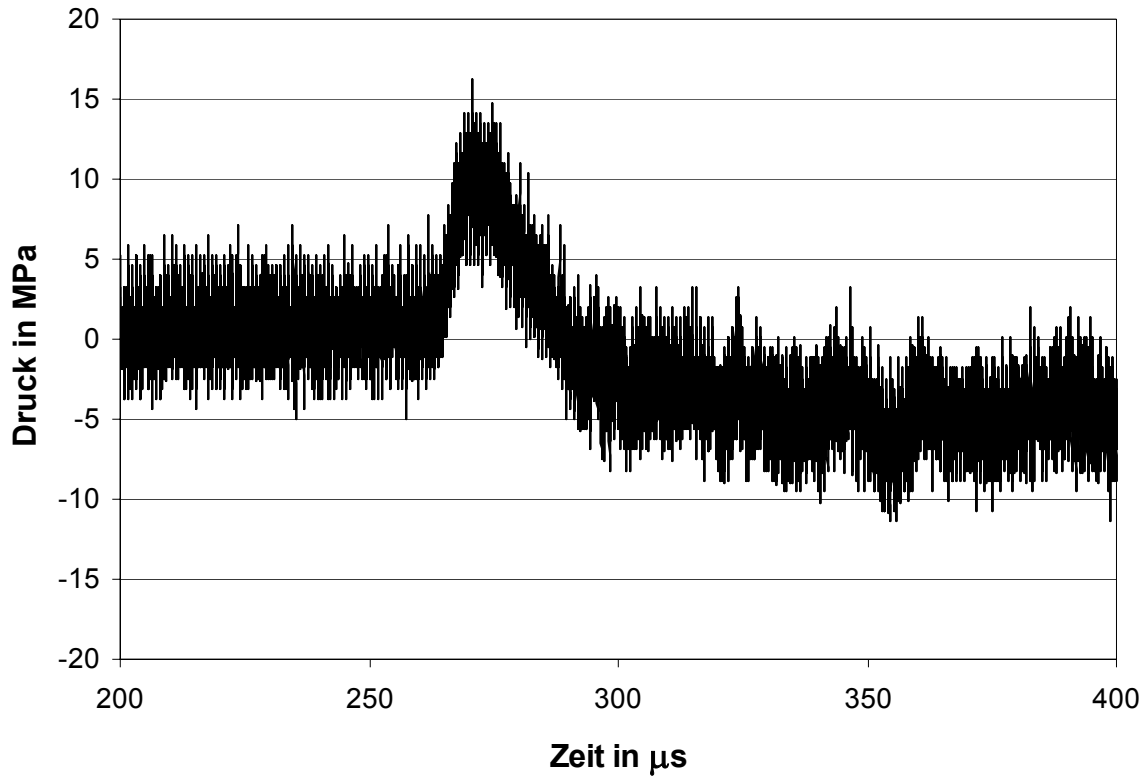


Abbildung J 3 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB2

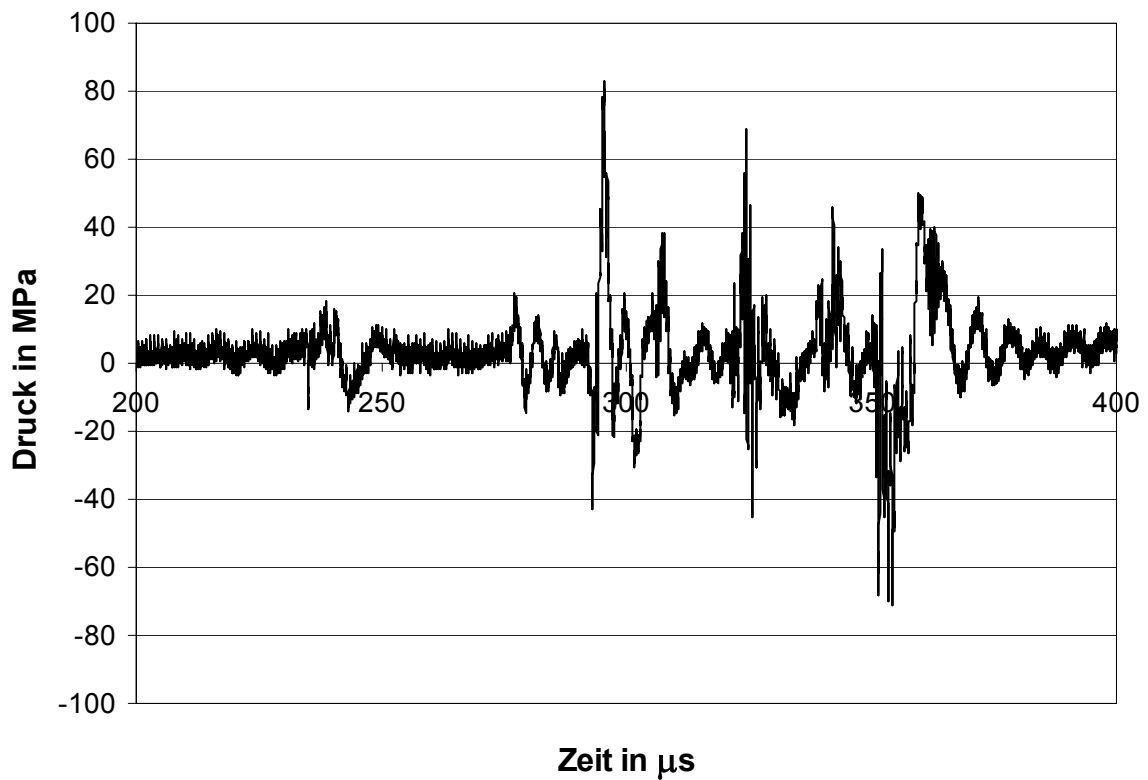


Abbildung J 4 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB3

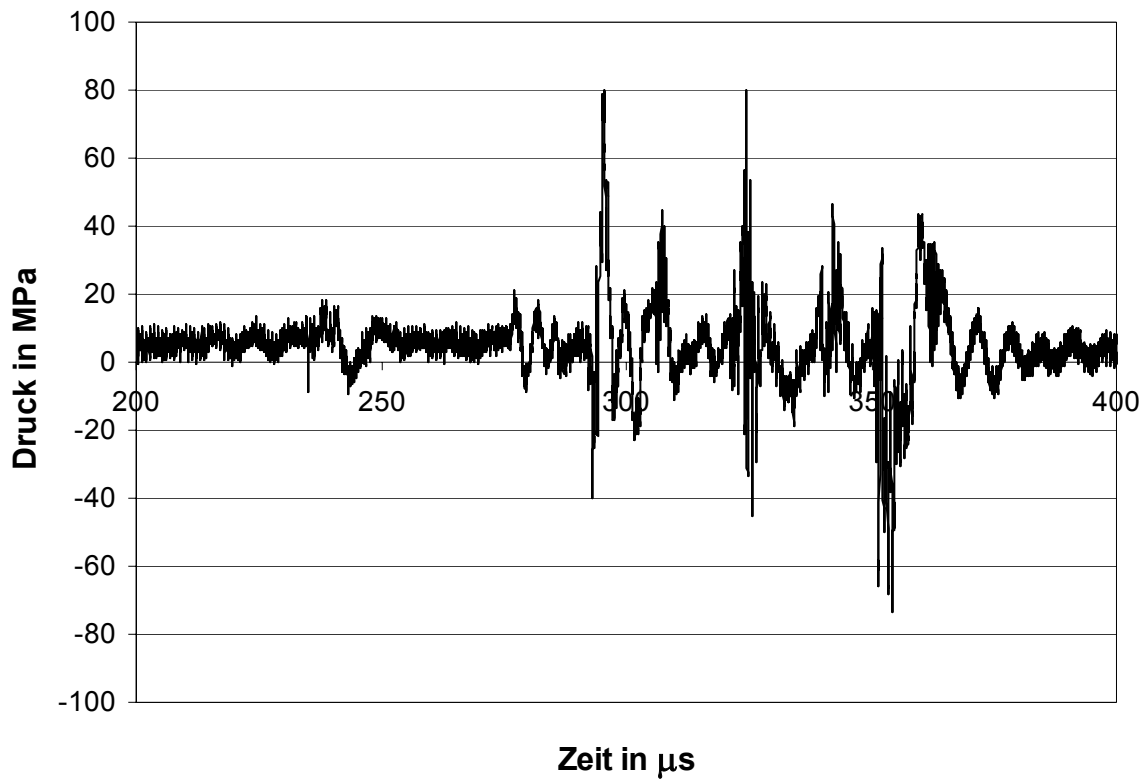


Abbildung J 5 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB4

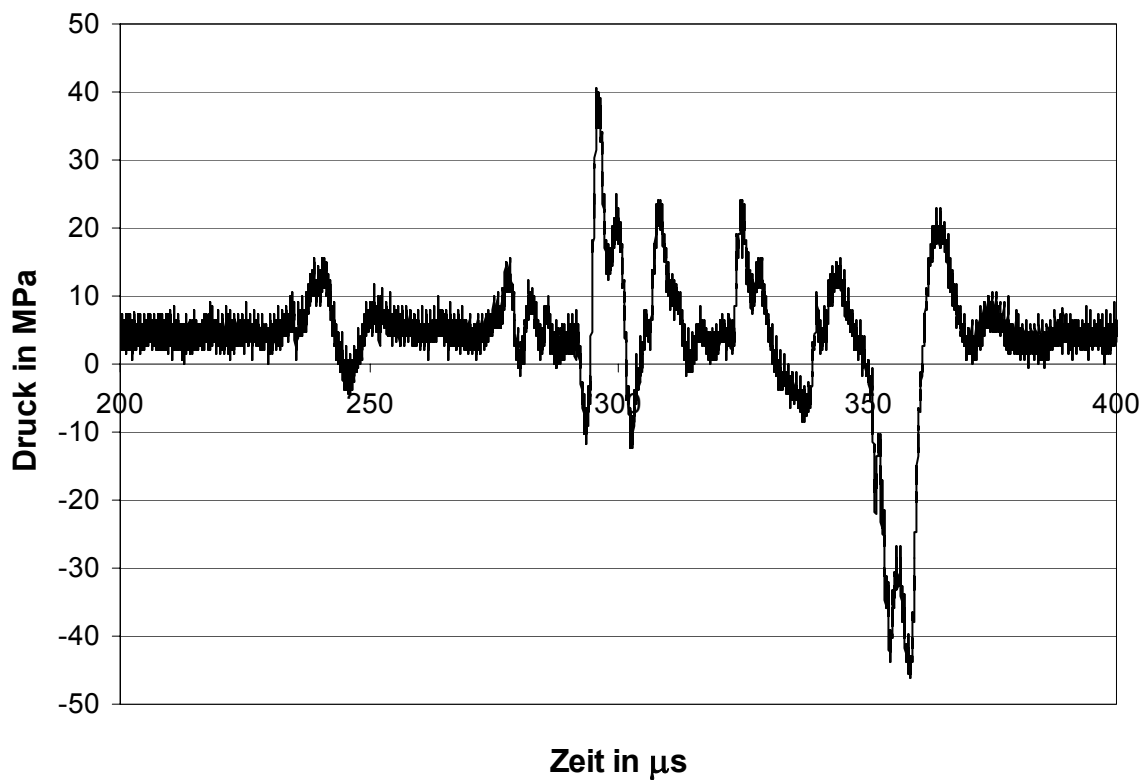


Abbildung J 6 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB5

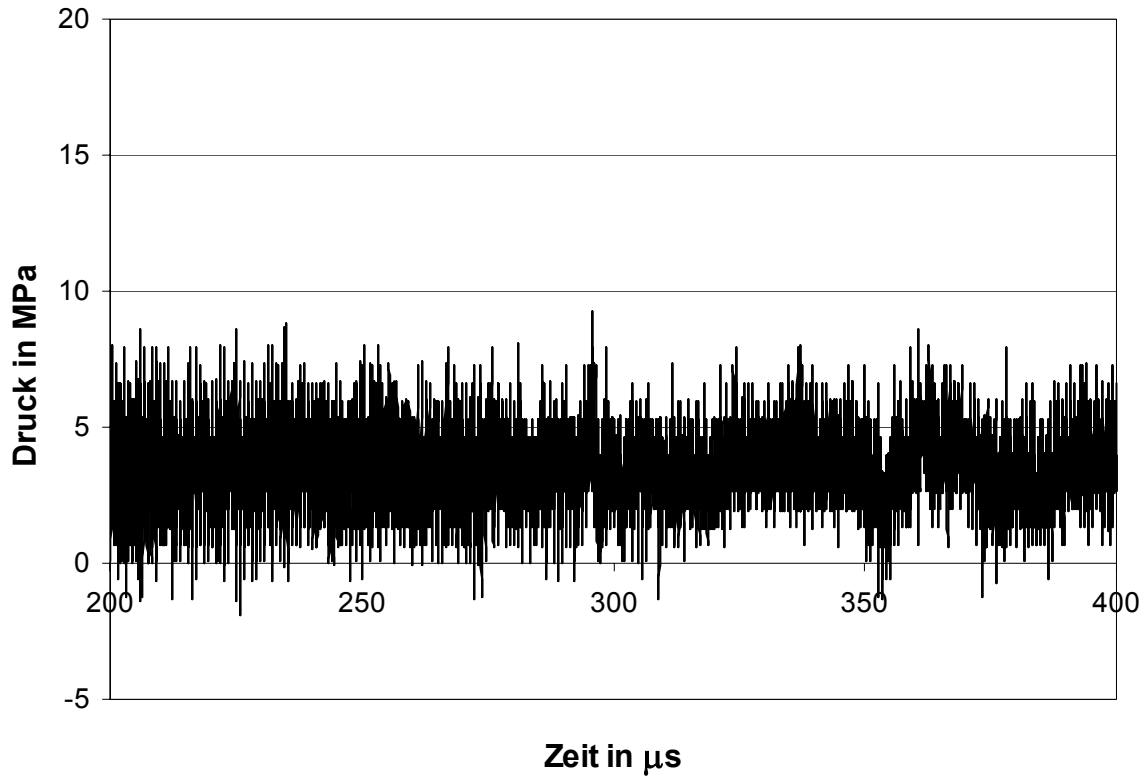


Abbildung J 7 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB6

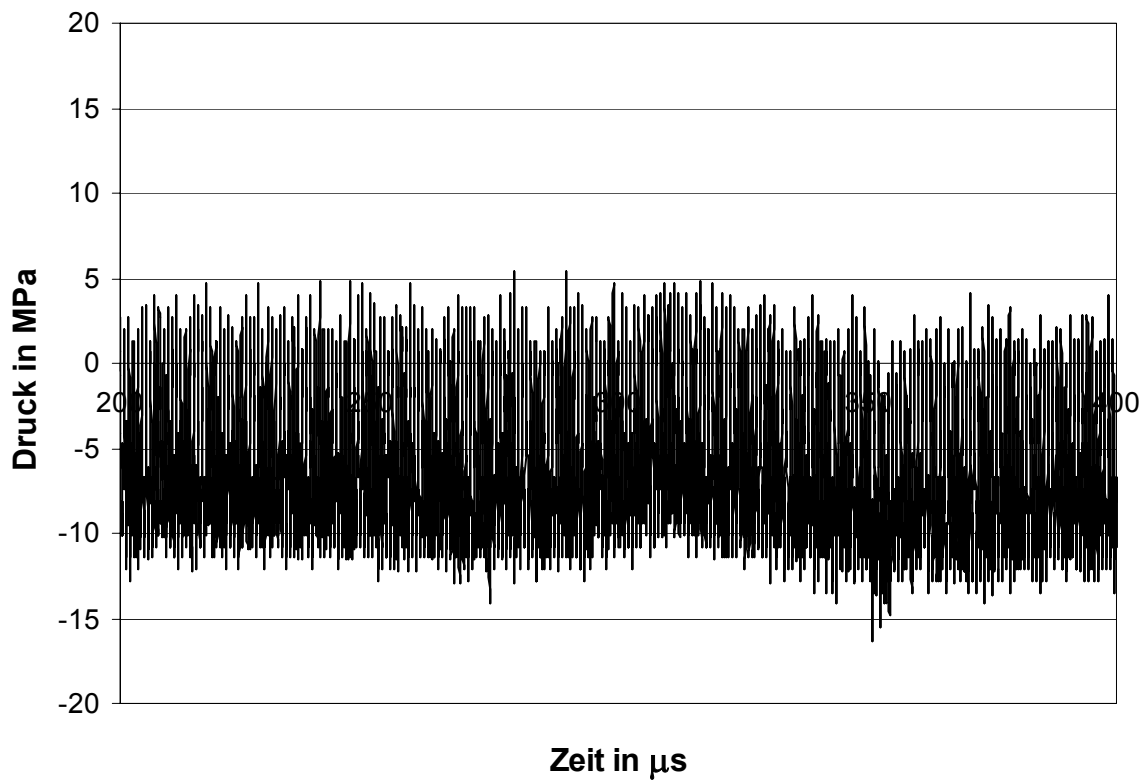


Abbildung J 8 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB7

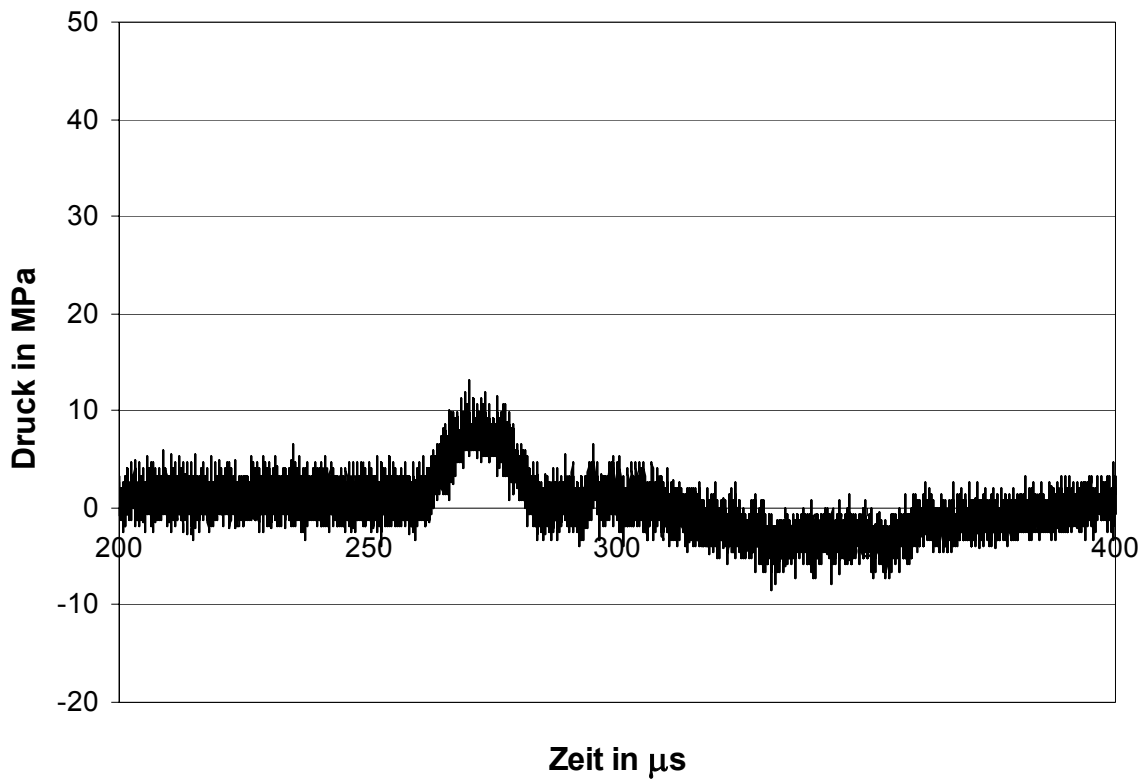


Abbildung J 9 Balken VK1c, Messkurve des Aufnehmers AB8

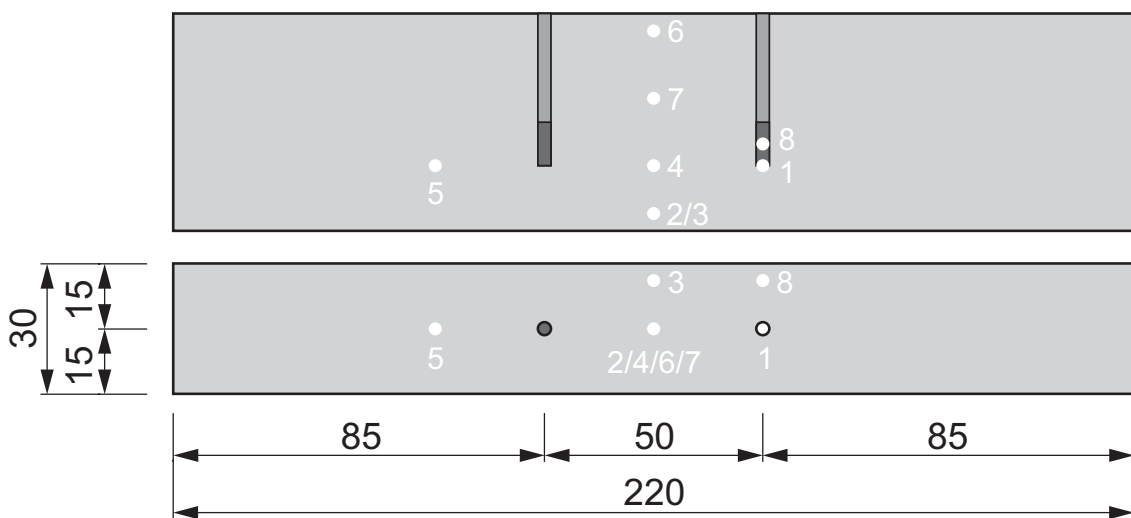


Abbildung J 10 Balken VK2, Positionen der Messaufnehmer

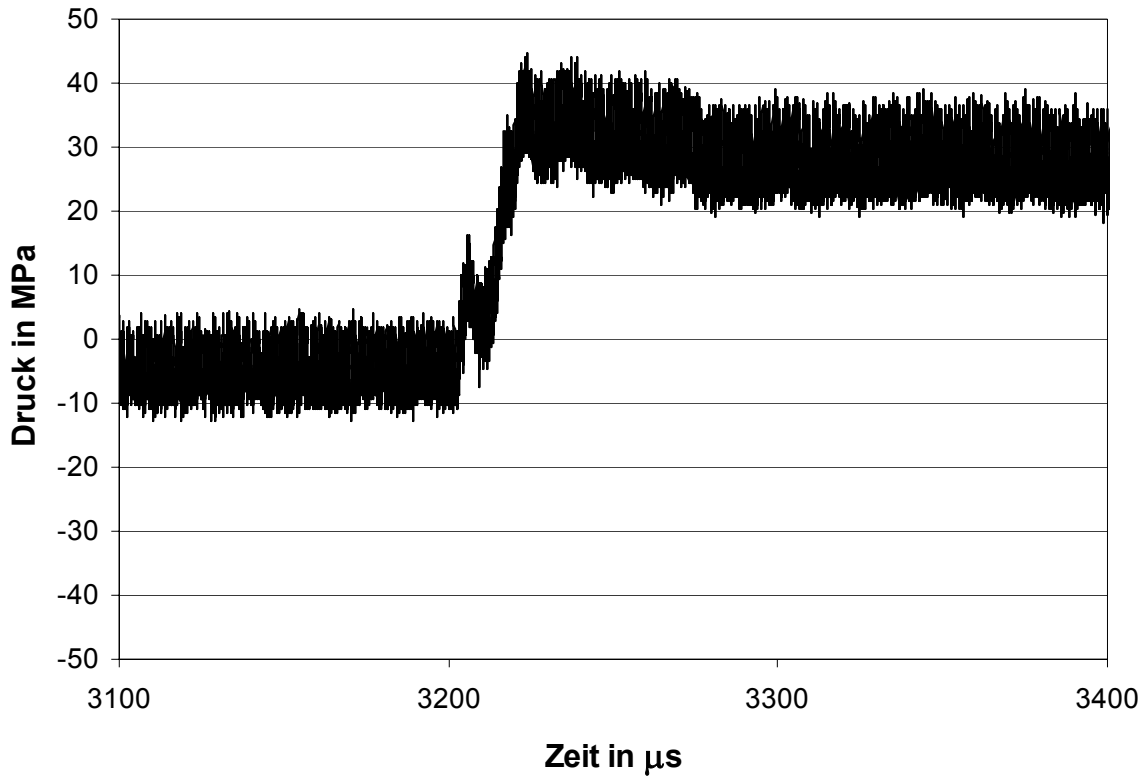


Abbildung J 11 Balken VK2, zweite Sprengung, Messkurve des Aufnehmers AB1

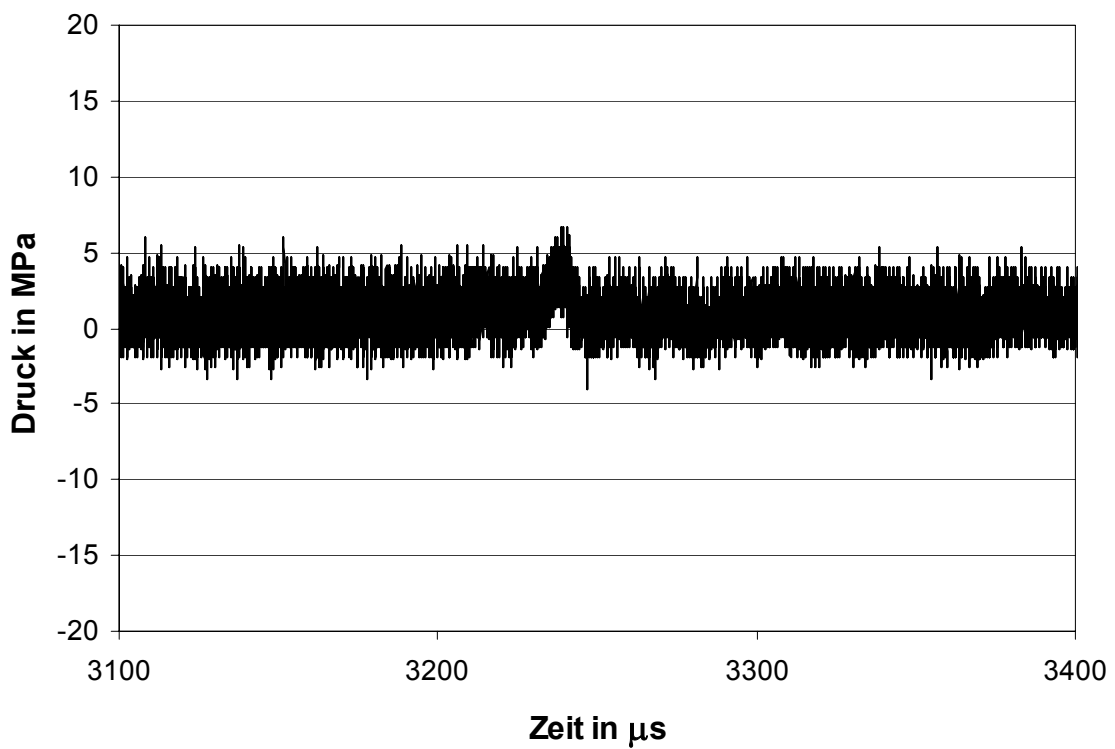


Abbildung J 12 Balken VK2, zweite Sprengung, Messkurve des Aufnehmers AB8

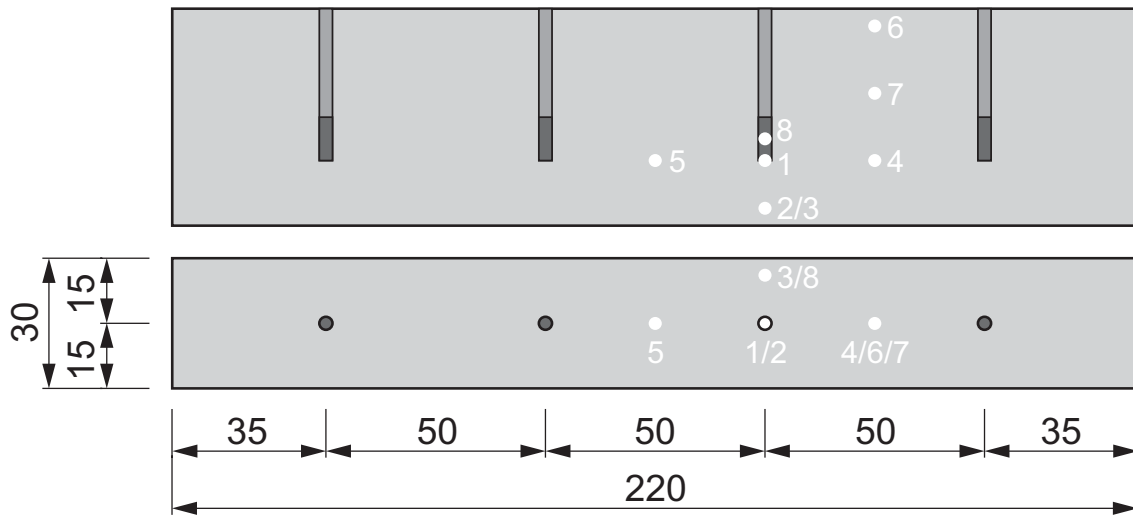


Abbildung J 13 Balken VK3 Positionen der Messaufnehmer

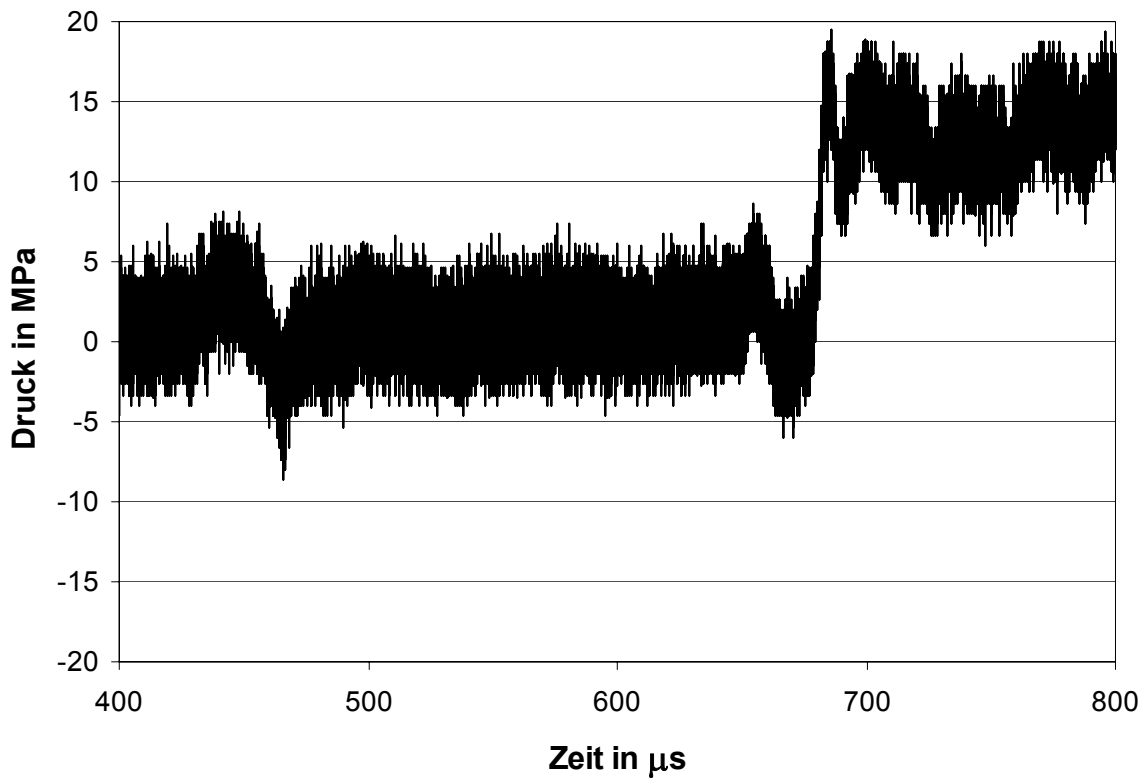


Abbildung J 14 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB1

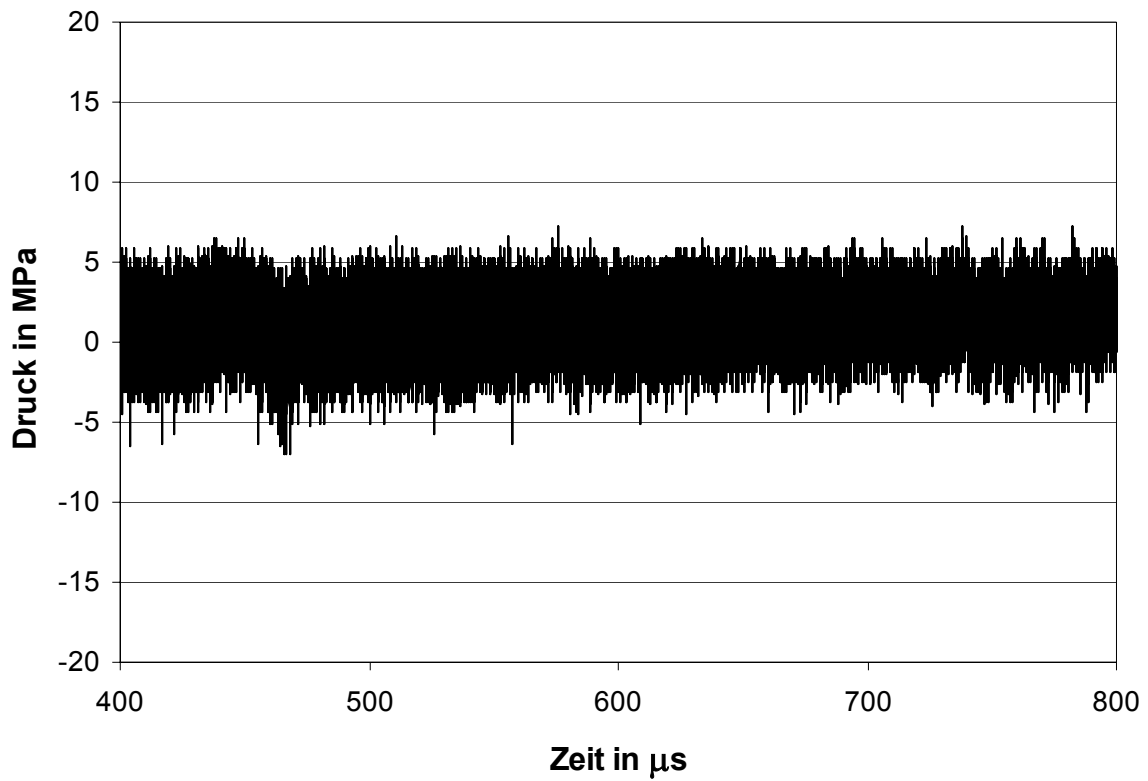


Abbildung J 15 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB2

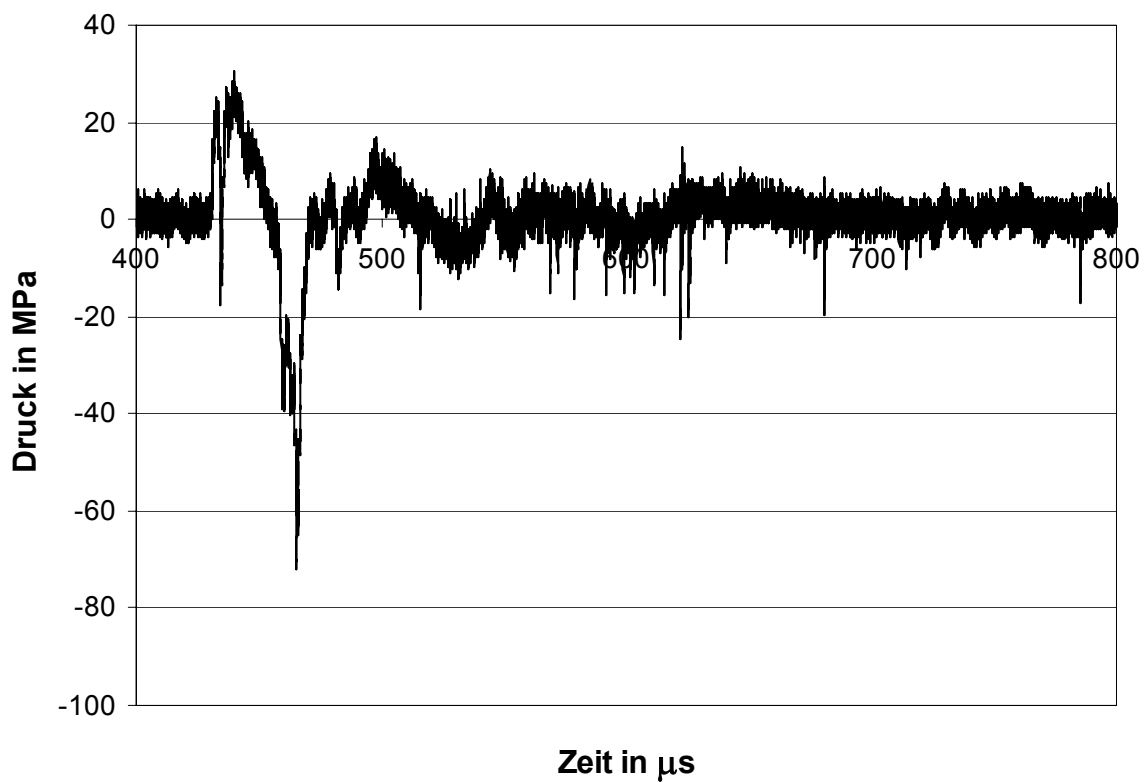


Abbildung J 16 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB3

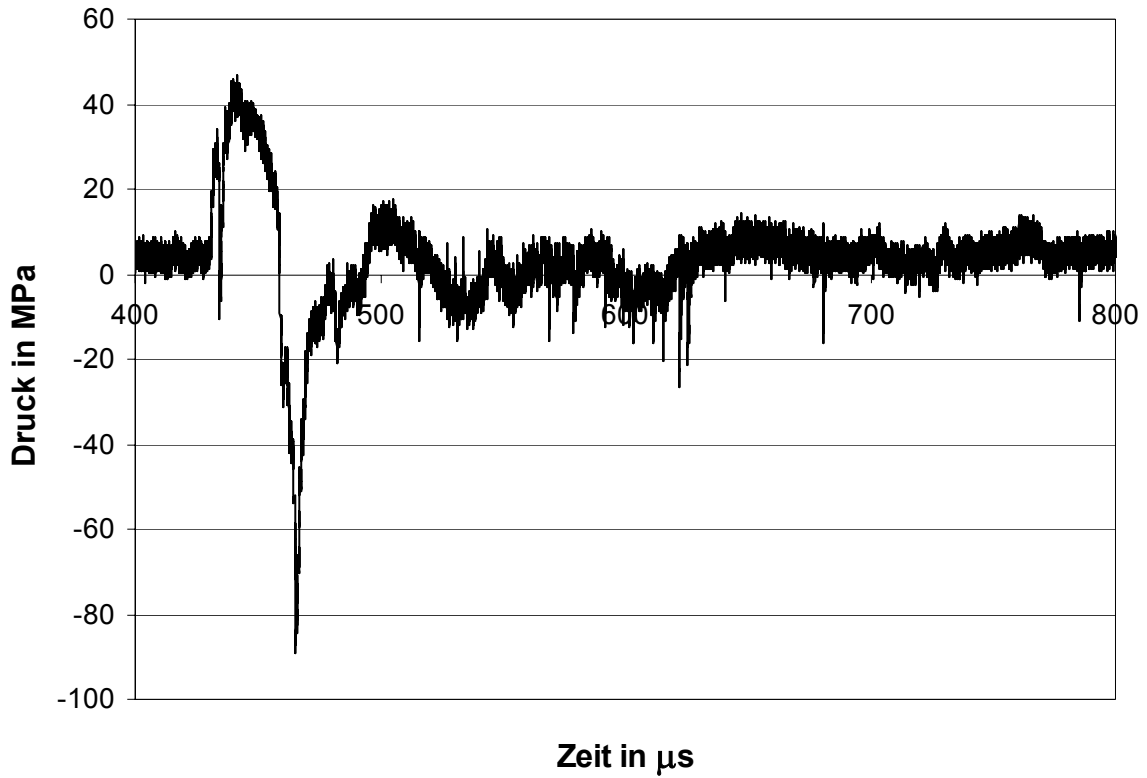


Abbildung J 17 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB4

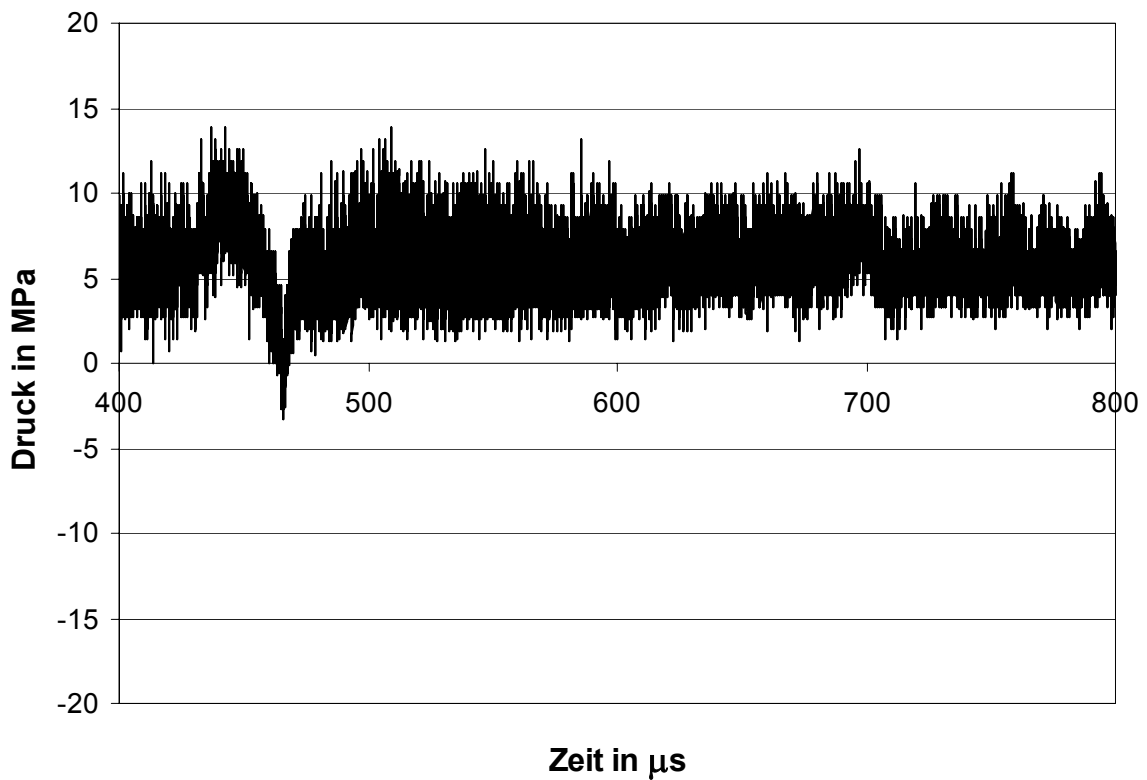


Abbildung J 18 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB5

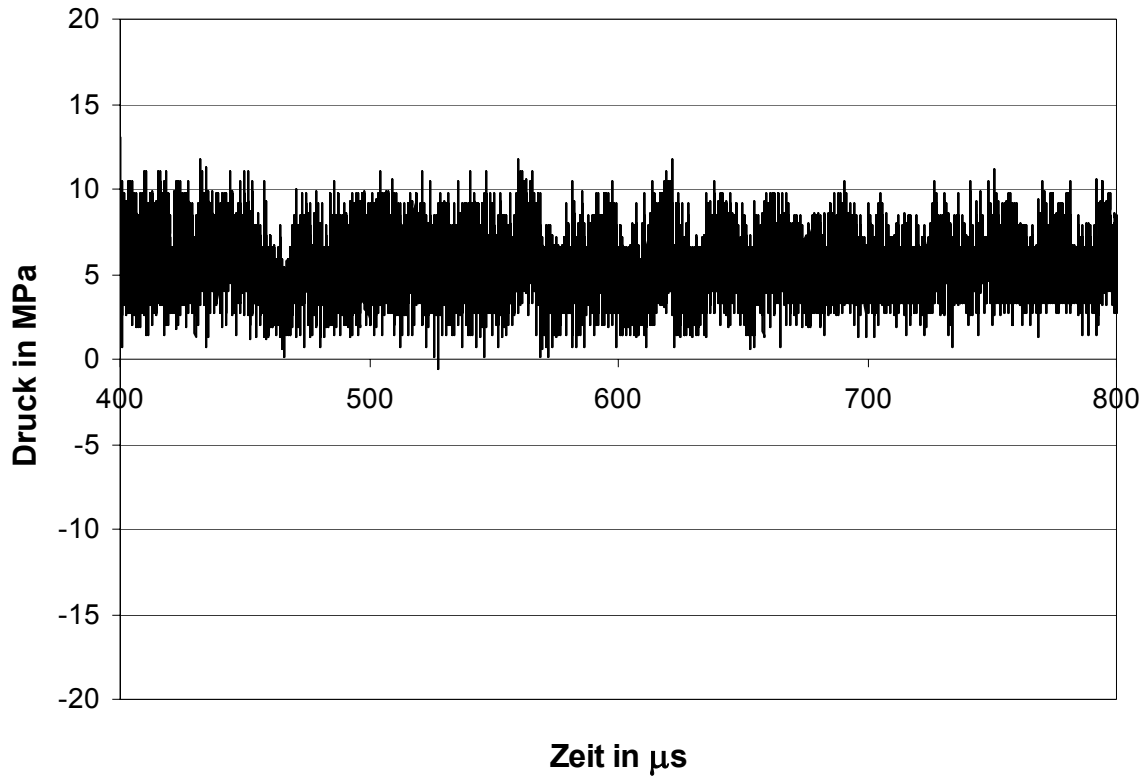


Abbildung J 19 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB6

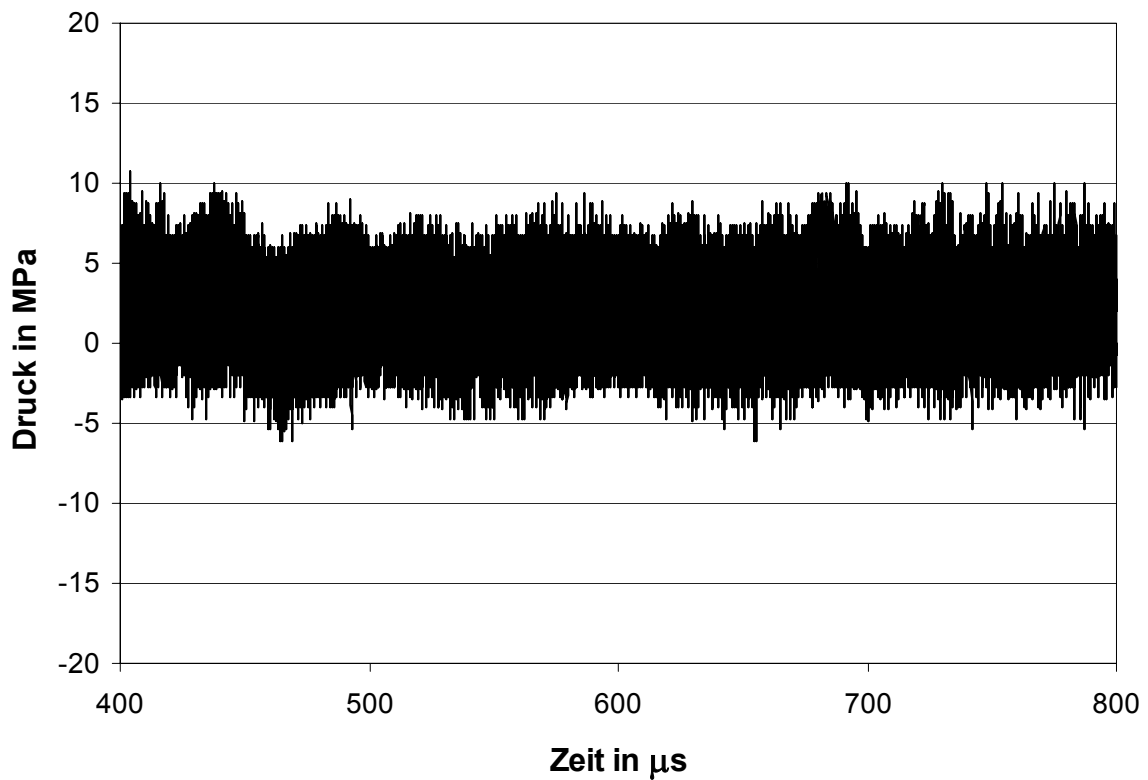


Abbildung J 20 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB7

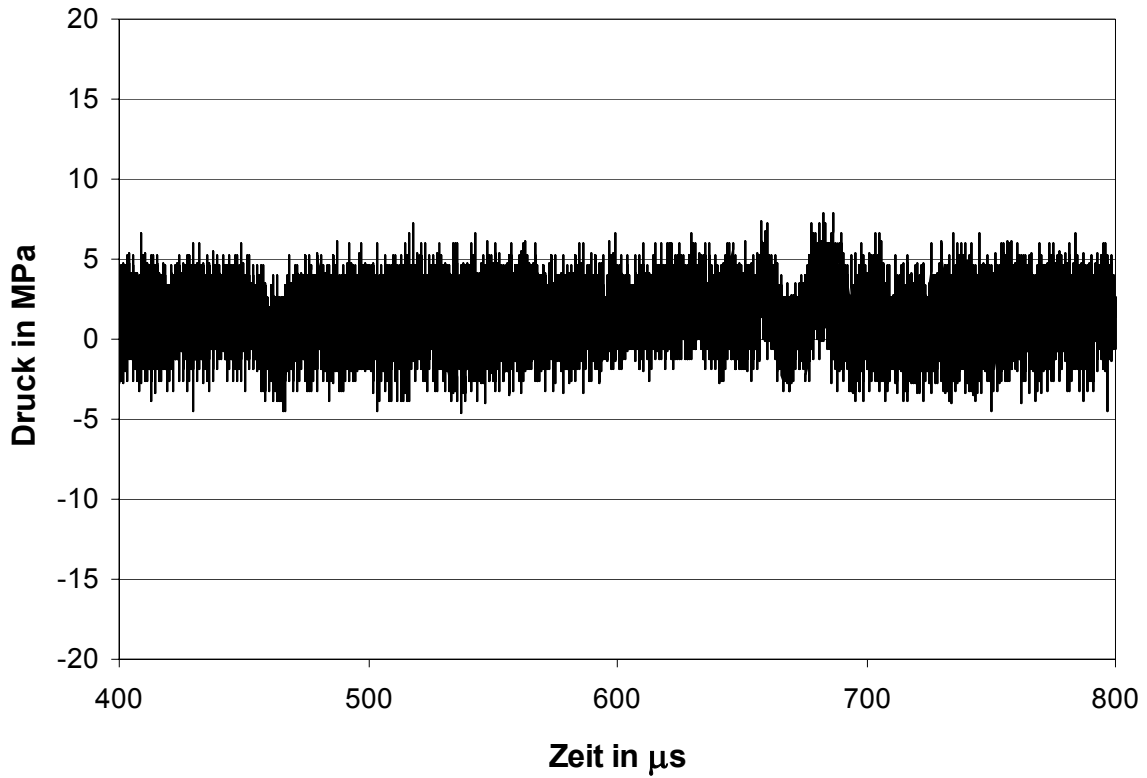


Abbildung J 21 Balken VK3, Messkurve des Aufnehmers AB8

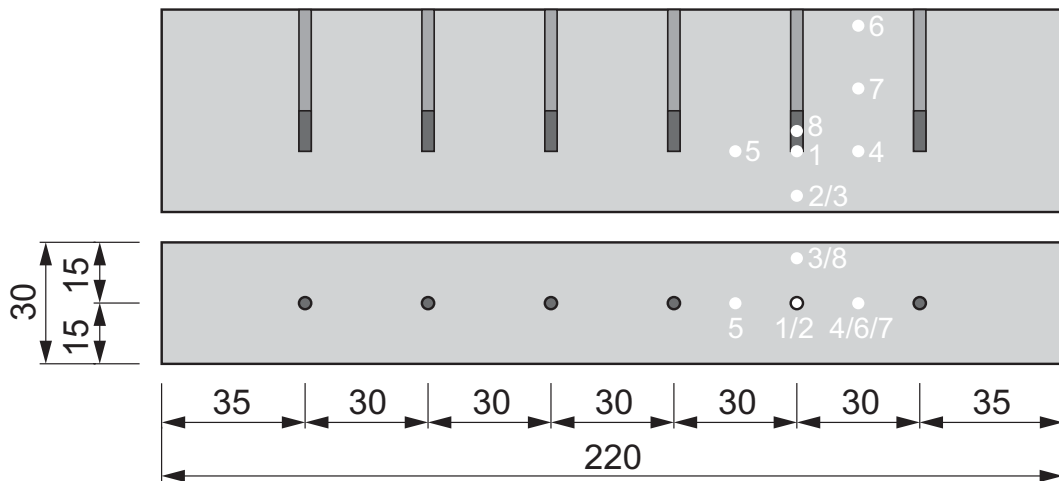


Abbildung J 22 Balken VK4, Positionen der Messaufnehmer

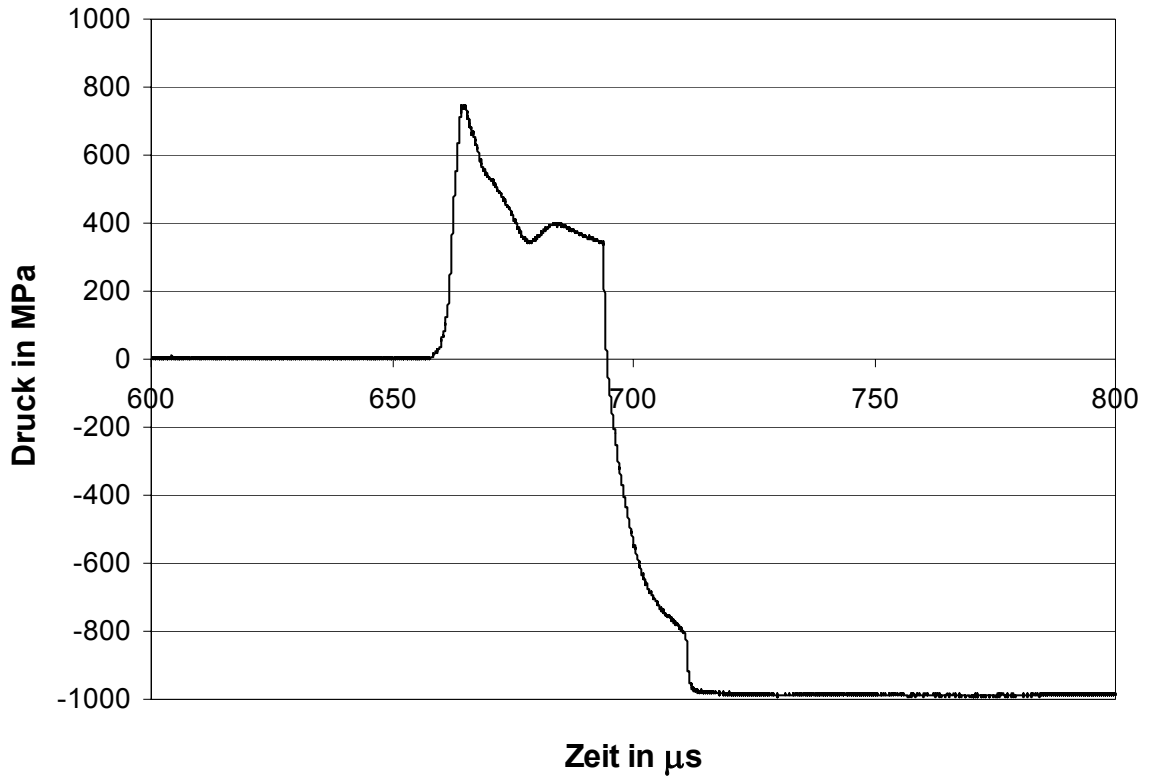


Abbildung J 23 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB1

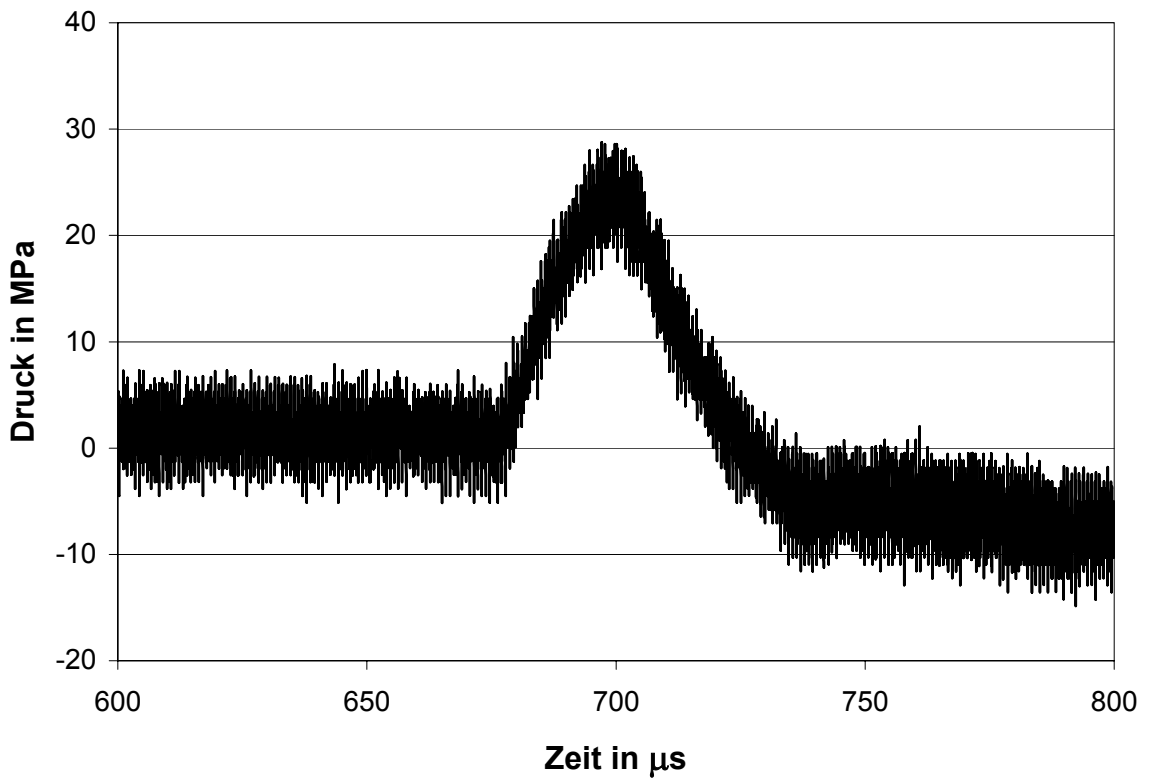


Abbildung J 24 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB2

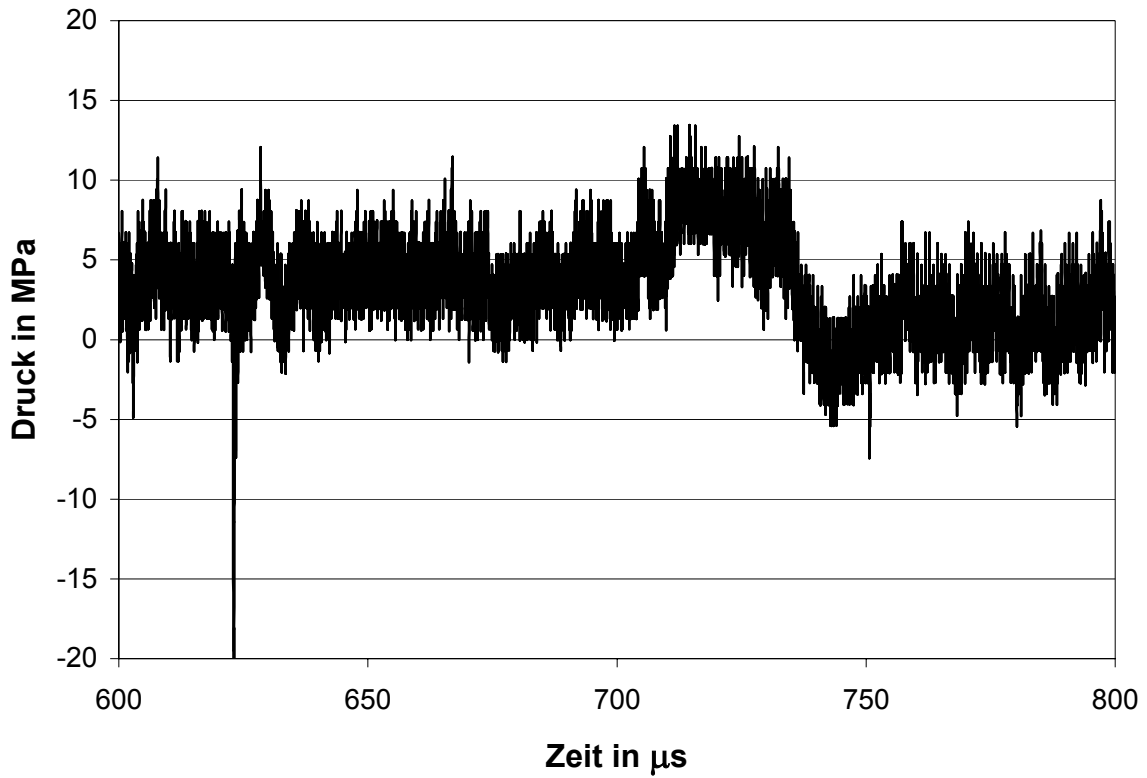


Abbildung J 25 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB3

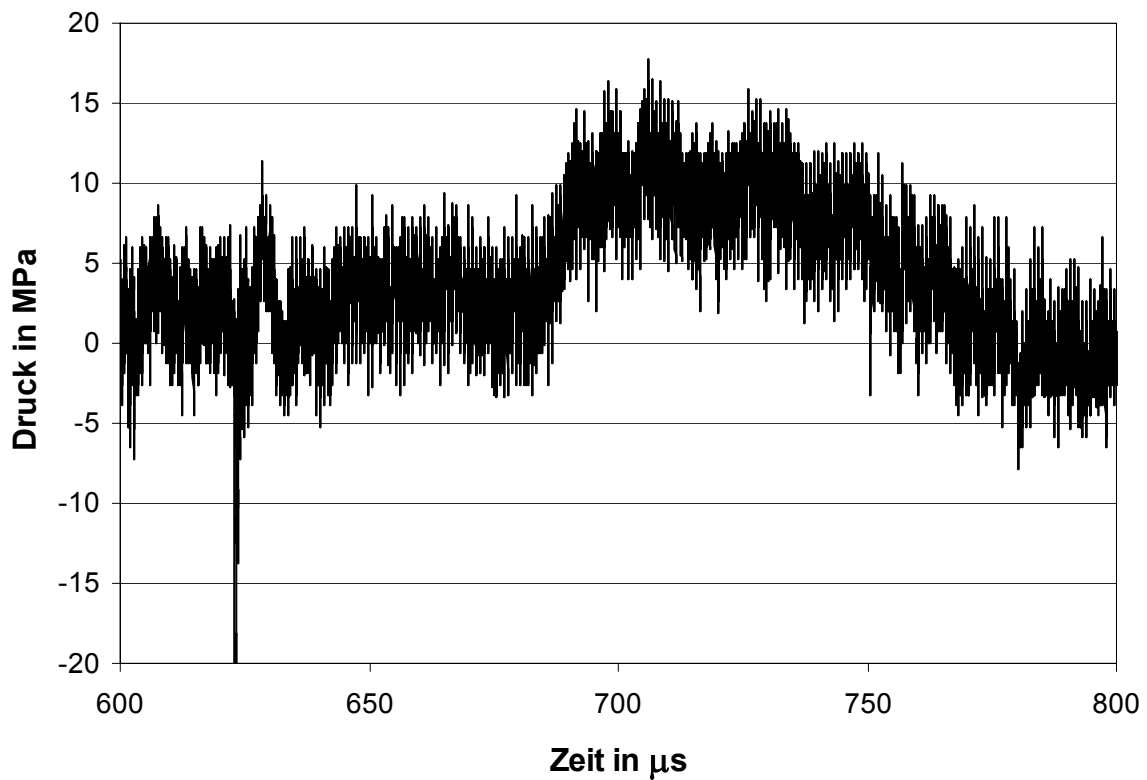


Abbildung J 26 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB4

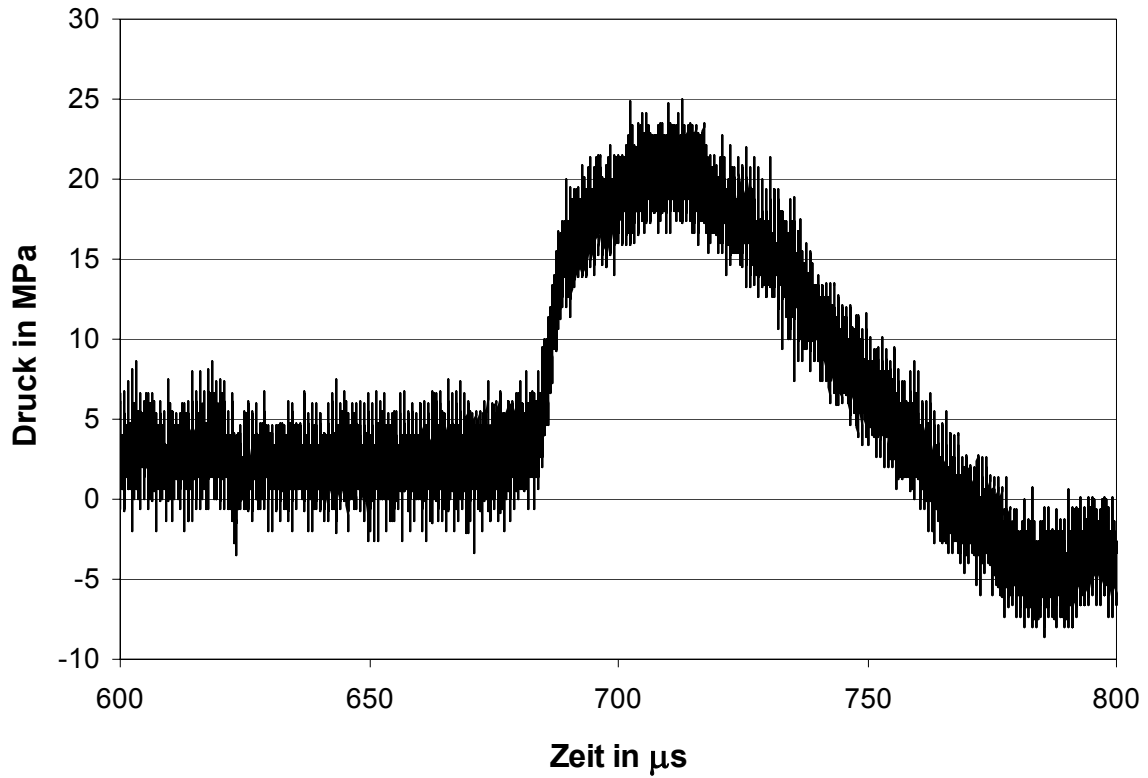


Abbildung J 27 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB5

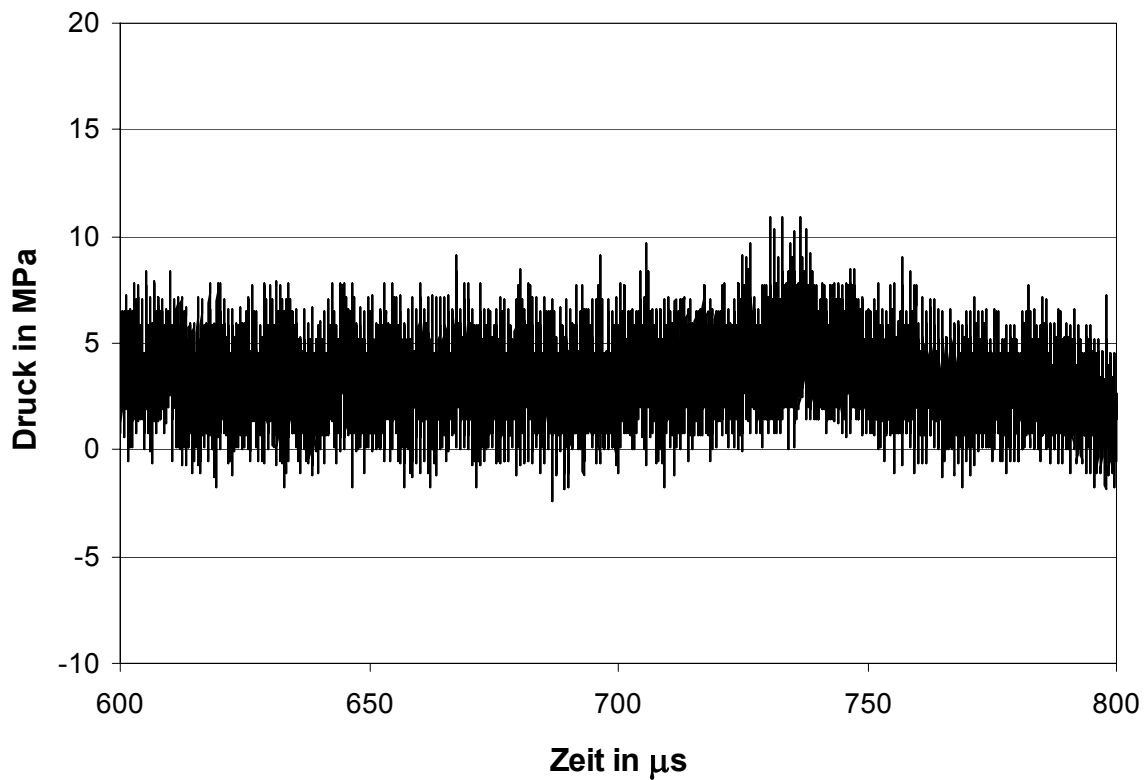


Abbildung J 28 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB6

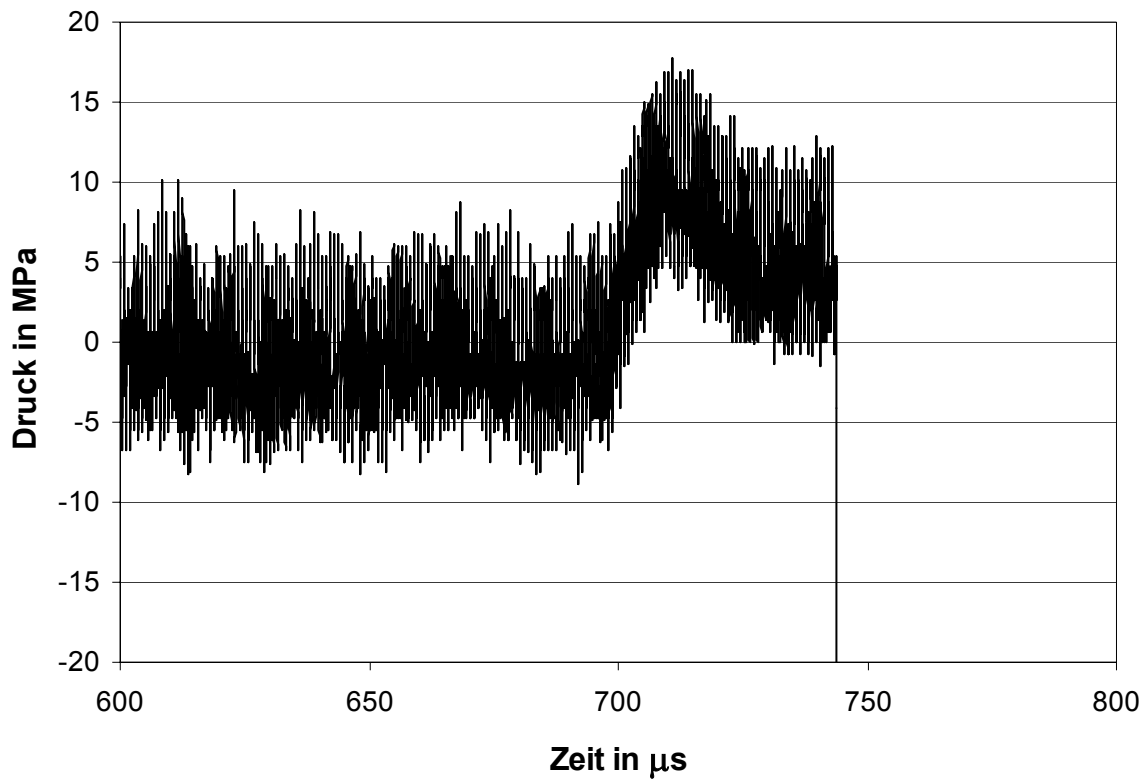


Abbildung J 29 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB7

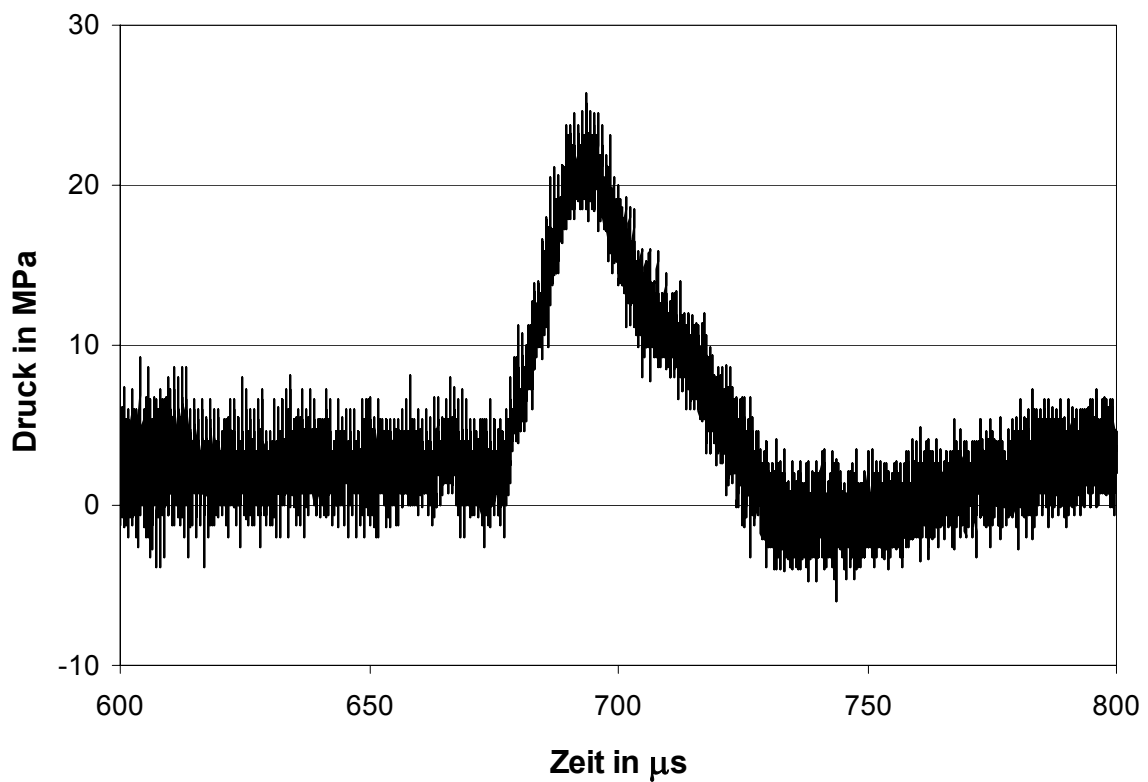


Abbildung J 30 Balken VK4, Messkurve des Aufnehmers AB8

Anhang K

Abbruchversuche – Versuchsbilder Stütze

- Abbildung K 1 Schalung und Bewehrung der Bodenplatte mit angeschlossener Längsbewehrung der Stütze
- Abbildung K 2 Anschluss der Längsbewehrung in der Bodenplatte
- Abbildung K 3 Hülse zur Aufnahme des Luftdruckaufnehmers in der Bodenplatte
- Abbildung K 4 Stahlkreuz zur Fixierung der Längsbewehrung
- Abbildung K 5 Versuchsaufbau, Splitterschutzzyylinder
- Abbildung K 6 Detail, Luftdruckaufnehmer im Innern des Zylinders
- Abbildung K 7 Stütze vor Sprengung mit angebrachter Ladung und Zünder
- Abbildung K 8 verwendete Momentenzünder, Zündverzögerung $< 5 \mu\text{s}$
- Abbildung K 9 Vergleich, Stütze vor (links) und nach der Sprengung (rechts)
- Abbildung K 10 Drehen des Zylinders zum Ausbau der Stütze, entstandene Fragmente werden aufgefangen
- Abbildung K 11 Stütze nach Ausbau aus dem Zylinder
- Abbildung K 12 Sprengergebnis, Bereich der Abplatzung
- Abbildung K 13 Überreste des Kohle-Masse-Aufnehmers AB2
- Abbildung K 14 gerissene Wendelbewehrung
- Abbildung K 15 Zugrisse im oberen Bereich der Stütze
- Abbildung K 16 Zugrisse im unteren Bereich der Stütze

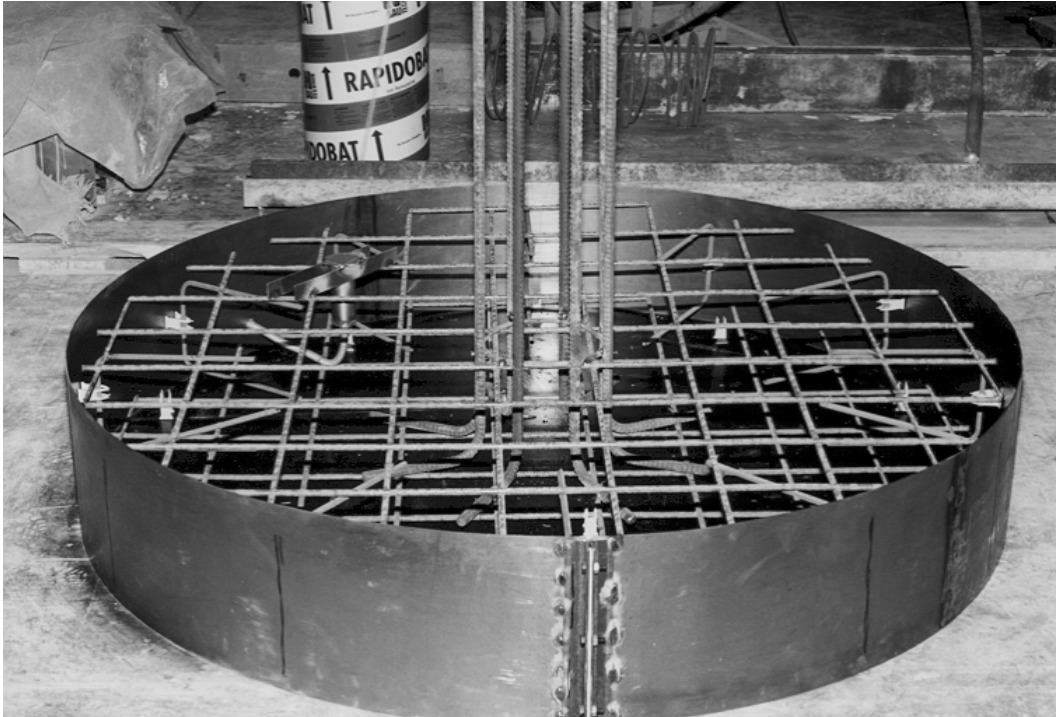


Abbildung K 1 Schalung und Bewehrung der Bodenplatte mit angeschlossener Längsbewehrung der Stütze

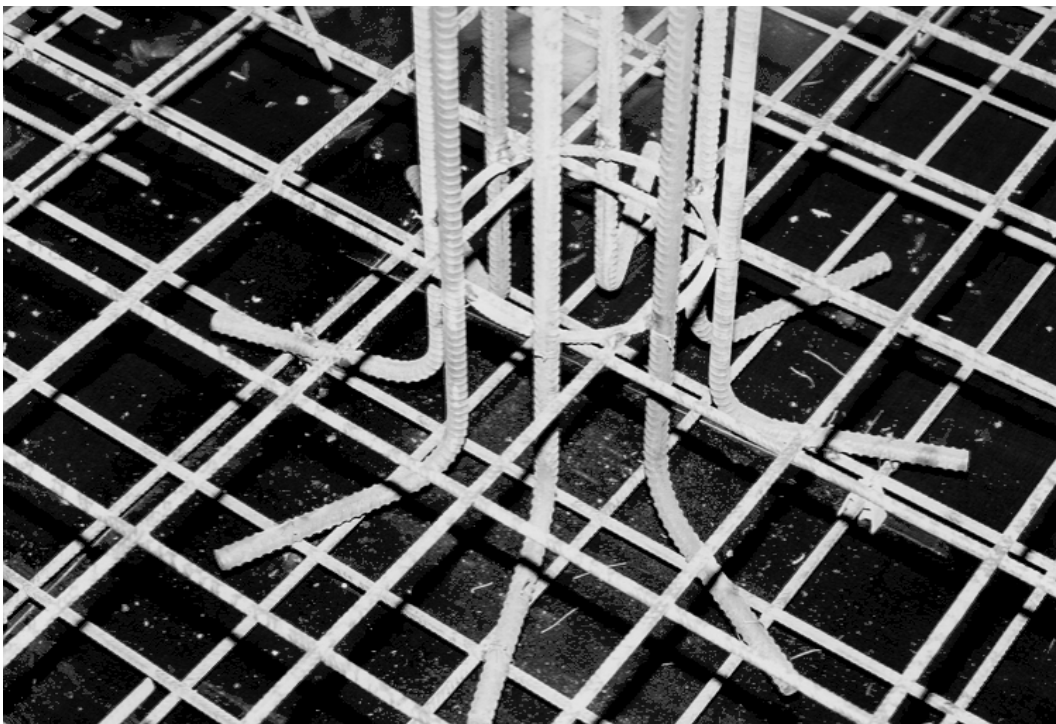


Abbildung K 2 Anschluss der Längsbewehrung in der Bodenplatte

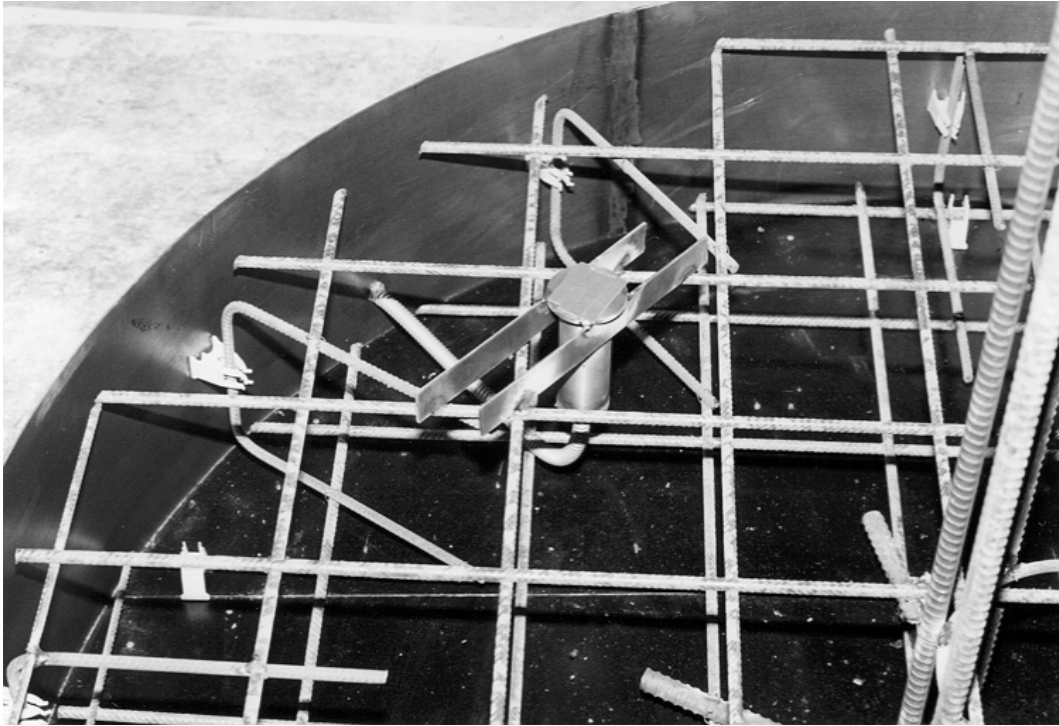


Abbildung K 3 Hülse zur Aufnahme des Luftdruckaufnehmers in der Bodenplatte

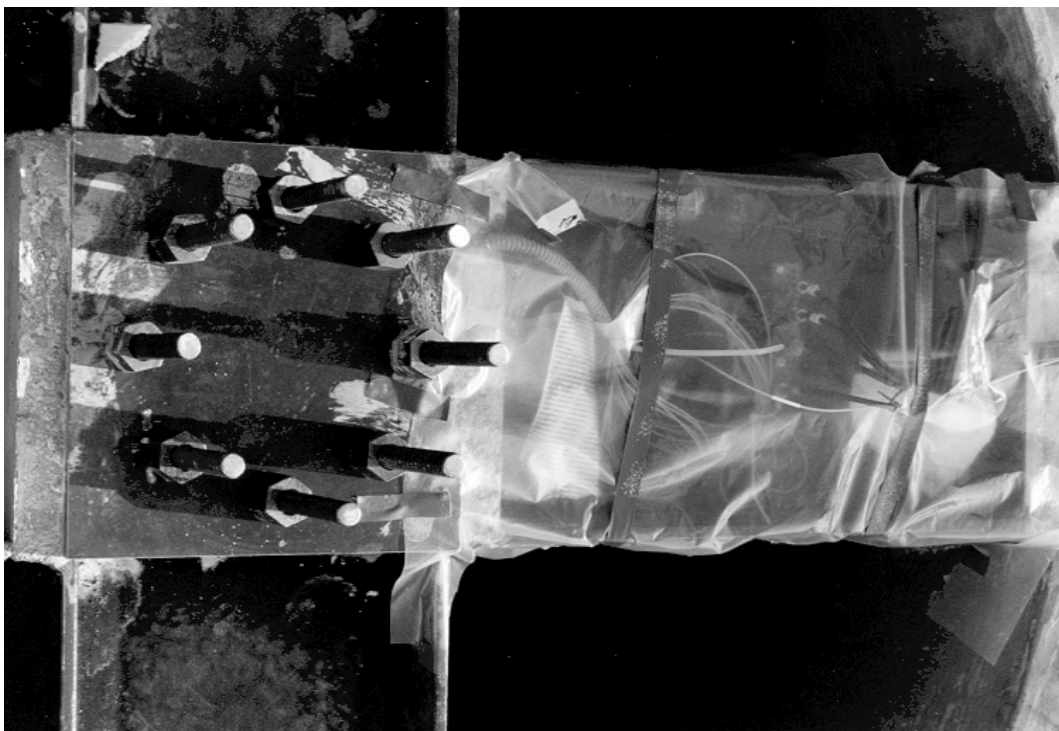


Abbildung K 4 Stahlkreuz zur Fixierung der Längsbewehrung

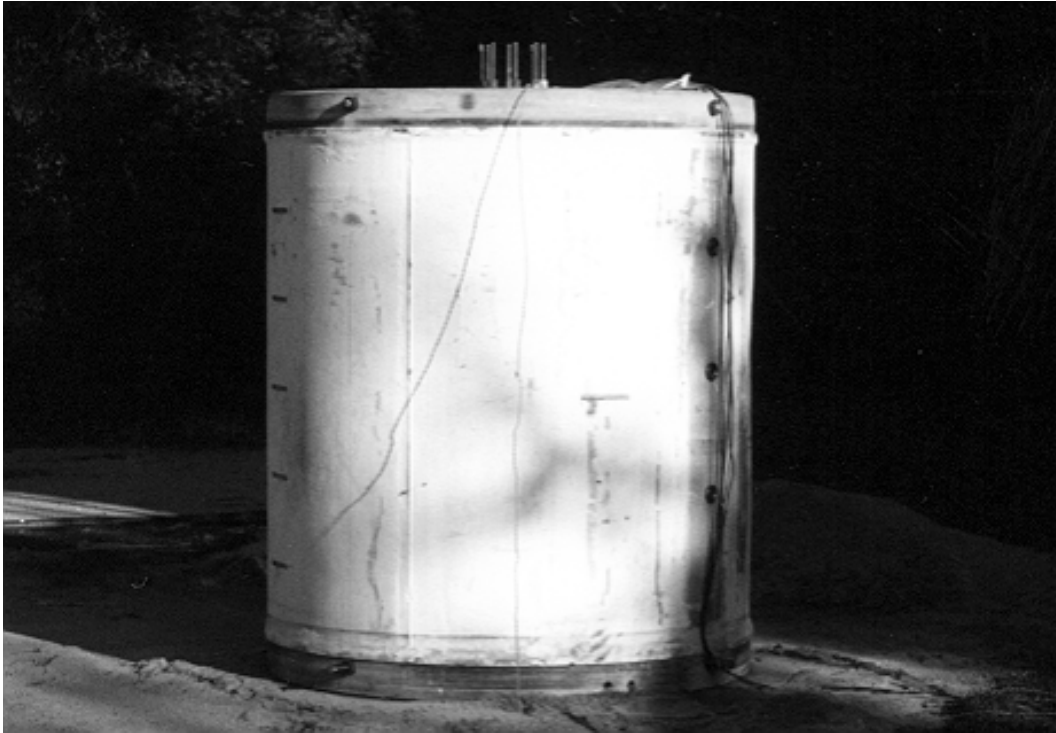


Abbildung K 5 Versuchsaufbau, Splitterschutzzyylinder



Abbildung K 6 Detail, Luftdruckaufnehmer im Innern des Zylinders



Abbildung K 7 Stütze vor Sprengung mit angebrachter Ladung und Zünder

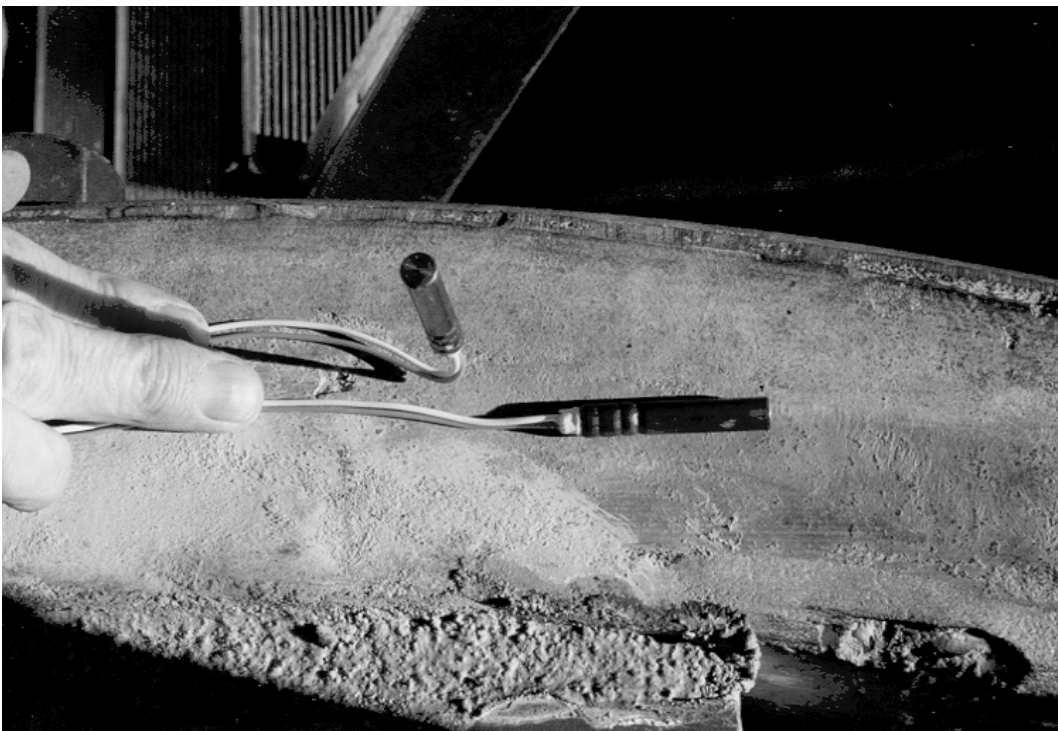


Abbildung K 8 verwendete Momentenzünder, Zündverzögerung $< 5 \mu\text{s}$

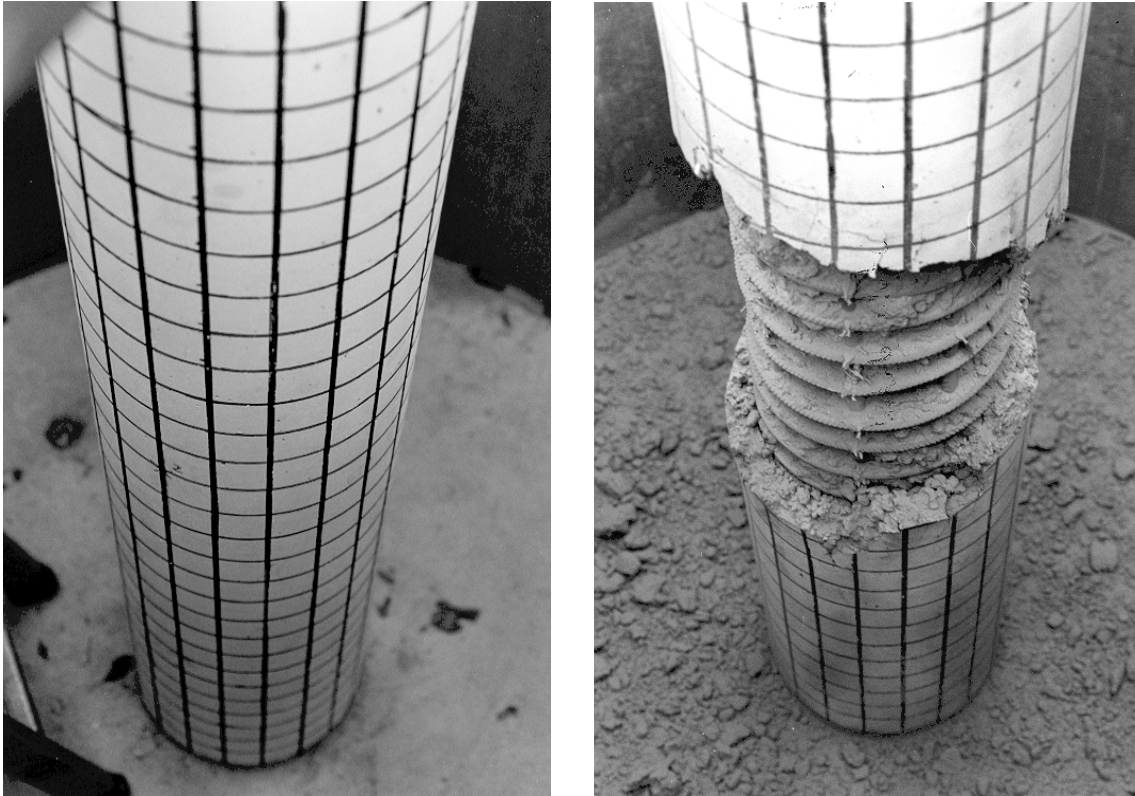


Abbildung K 9 Vergleich, Stütze vor (links) und nach der Sprengung (rechts)



Abbildung K 10 Drehen des Zylinders zum Ausbau der Stütze, entstandene Fragmente werden aufgefangen

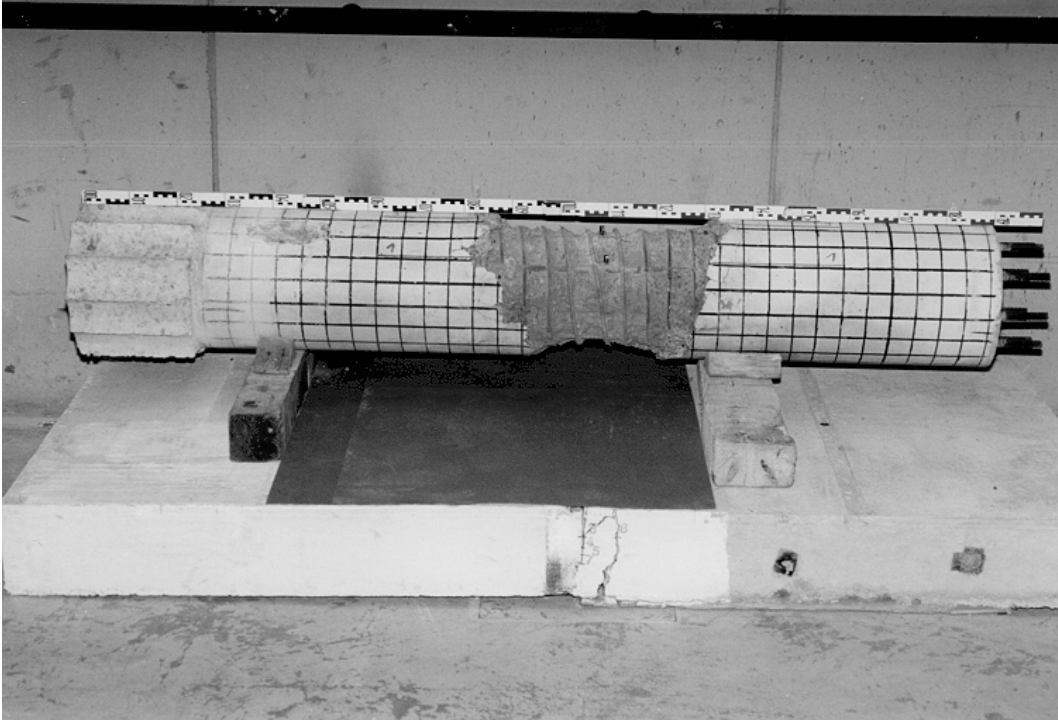


Abbildung K 11 Stütze nach Ausbau aus dem Zylinder



Abbildung K 12 Sprengergebnis, Bereich der Abplatzung



Abbildung K 13 Überreste des Kohle-Masse-Aufnehmers AB2



Abbildung K 14 gerissene Wendelbewehrung

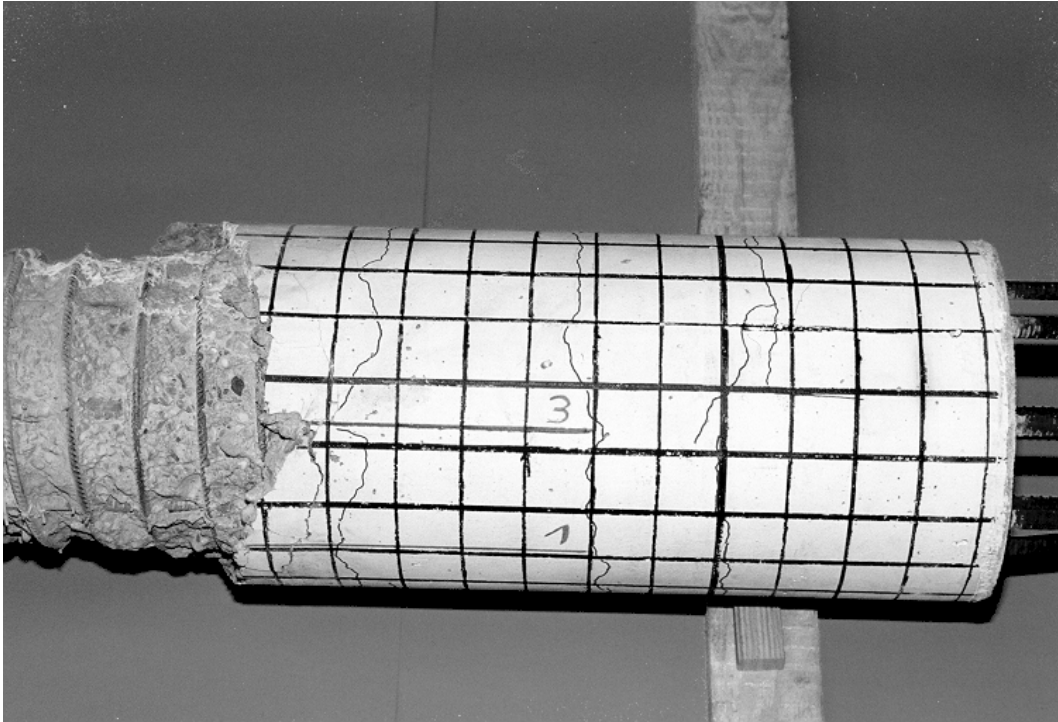


Abbildung K 15 Zugrisse im oberen Bereich der Stütze

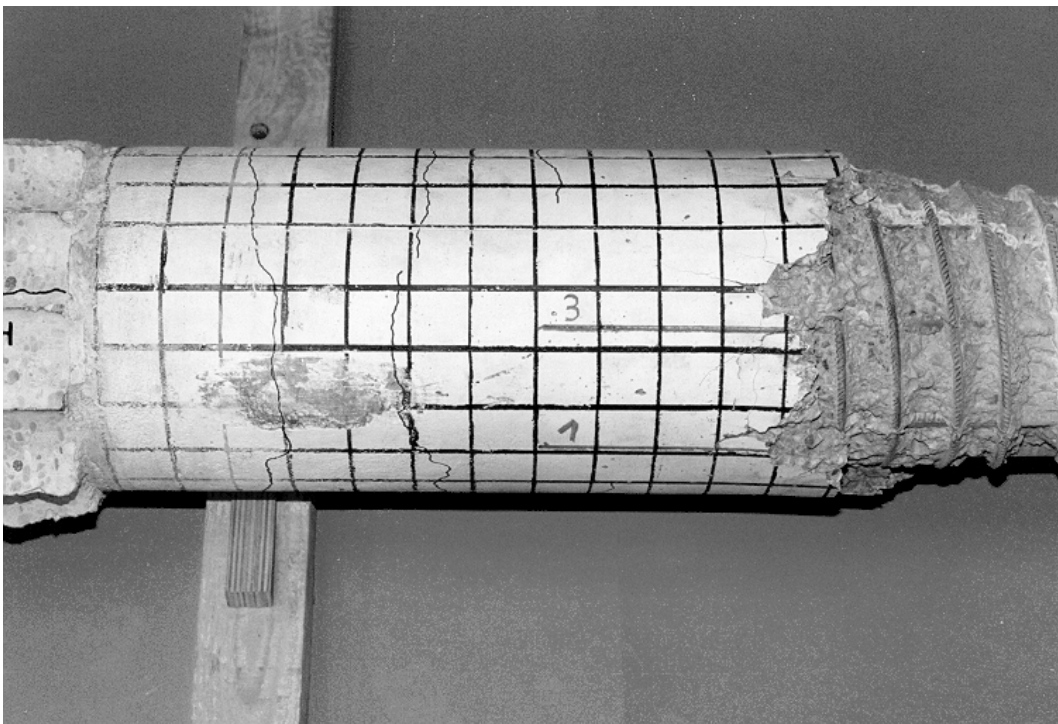


Abbildung K 16 Zugrisse im unteren Bereich der Stütze

Anhang L

Abbruchversuche – Versuchsdaten Stütze

- Abbildung L 1 Messkurve des Aufnehmers AB1
- Abbildung L 2 Messkurve des Aufnehmers AB2
- Abbildung L 3 Messkurve des Aufnehmers AB3
- Abbildung L 4 Messkurve des Aufnehmers AB4
- Abbildung L 5 Messkurve des Aufnehmers K2
- Abbildung L 6 Messkurve des Aufnehmers K3
- Abbildung L 7 Messkurve des Aufnehmers K5

Auf eine Darstellung der Messkurven der Aufnehmer K1 und K4 wurde verzichtet, da sie keine auswertbaren Ergebnisse zeigten.

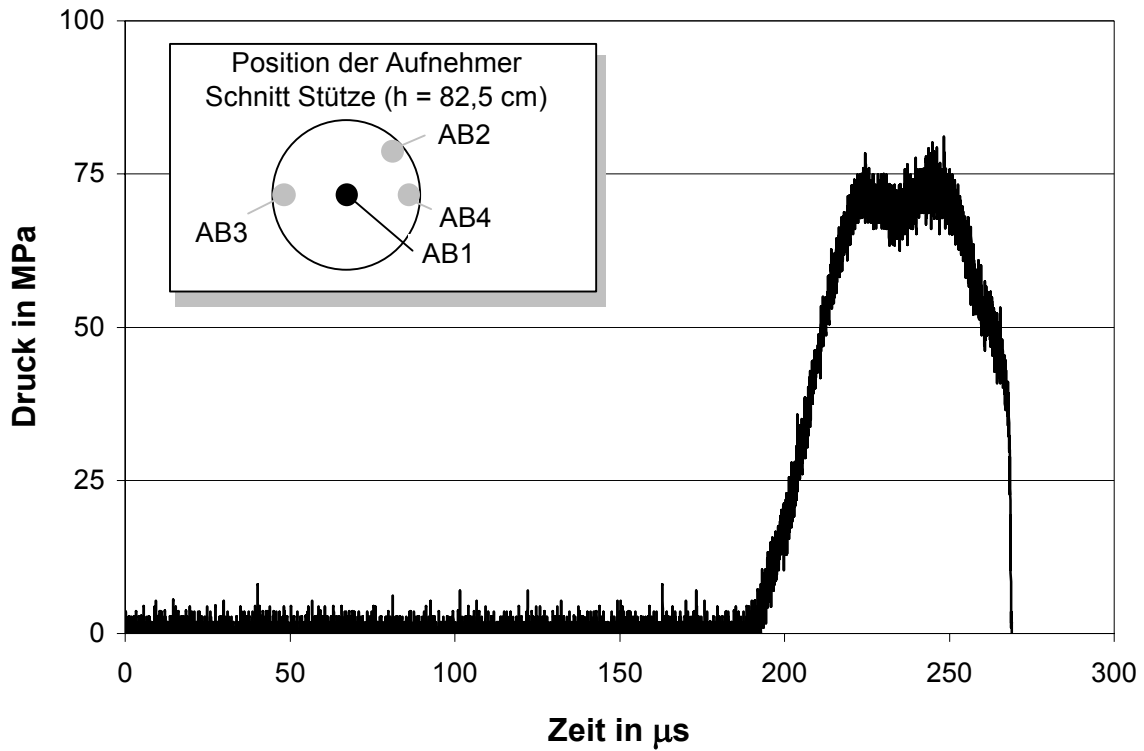


Abbildung L 1 Messkurve des Aufnehmers AB1

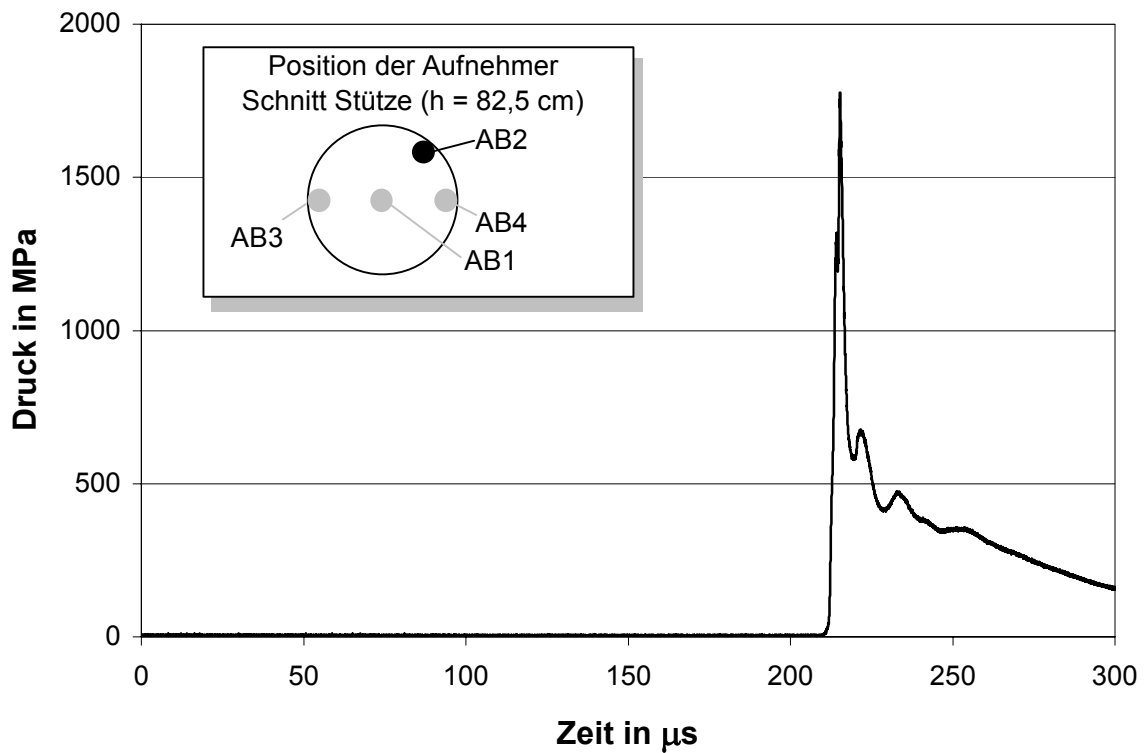


Abbildung L 2 Messkurve des Aufnehmers AB2

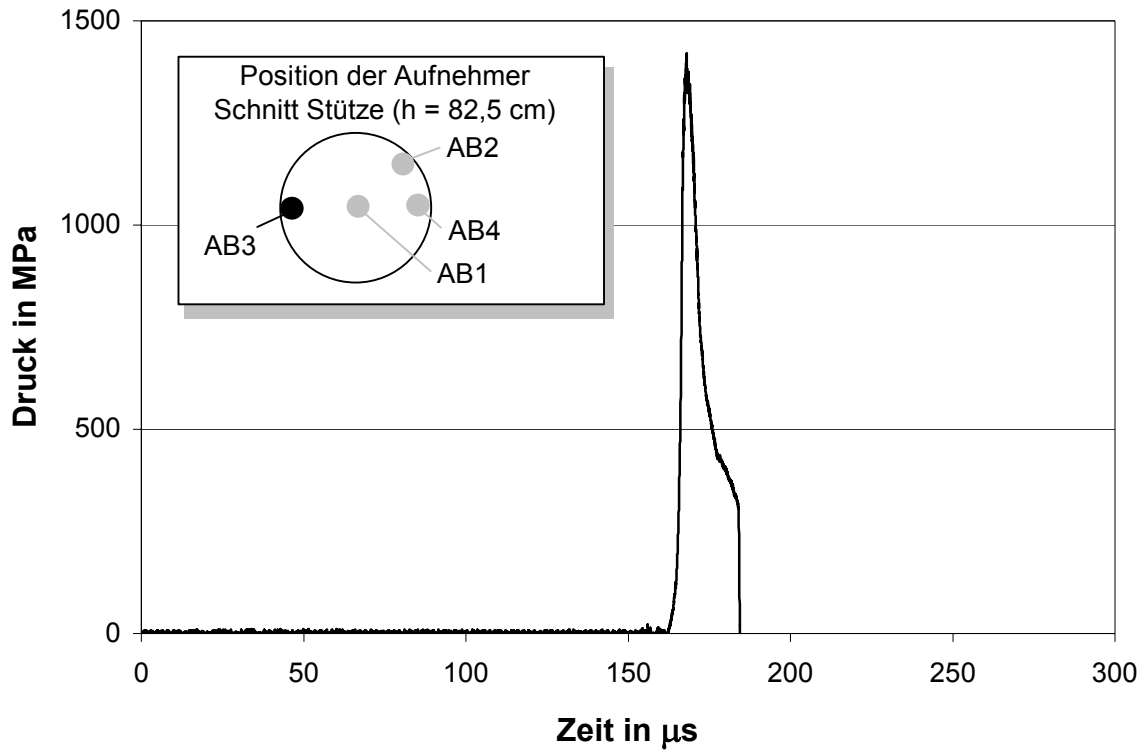


Abbildung L 3 Messkurve des Aufnehmers AB3

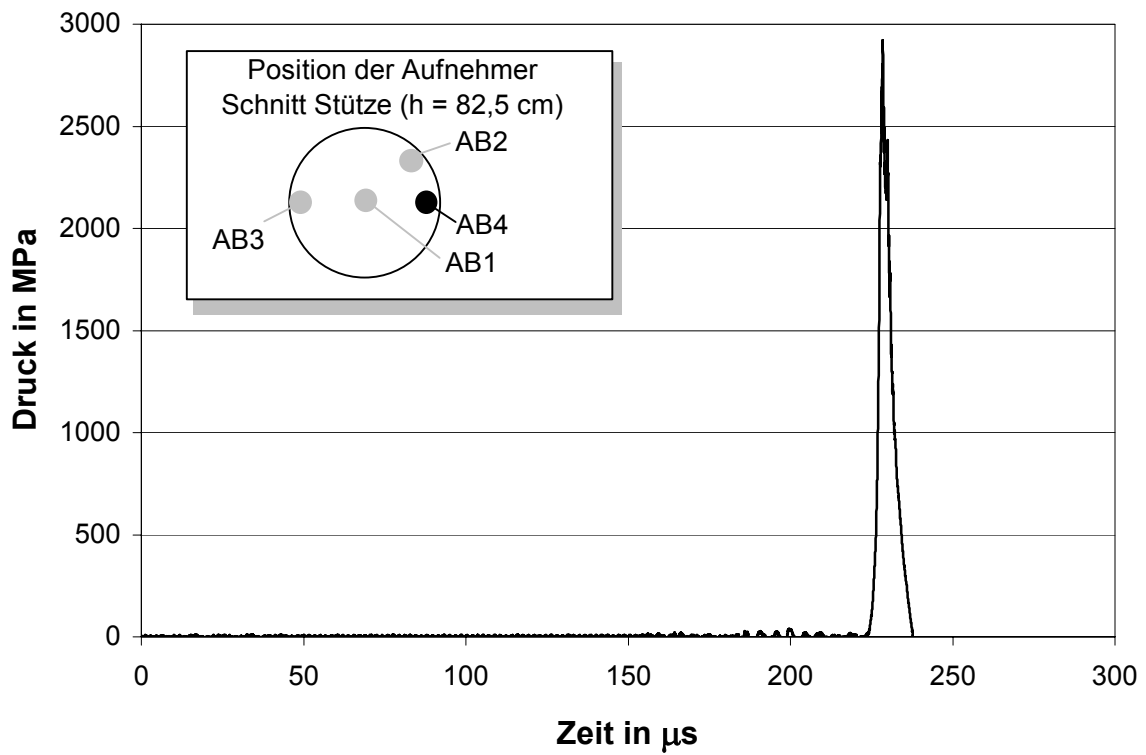


Abbildung L 4 Messkurve des Aufnehmers AB4

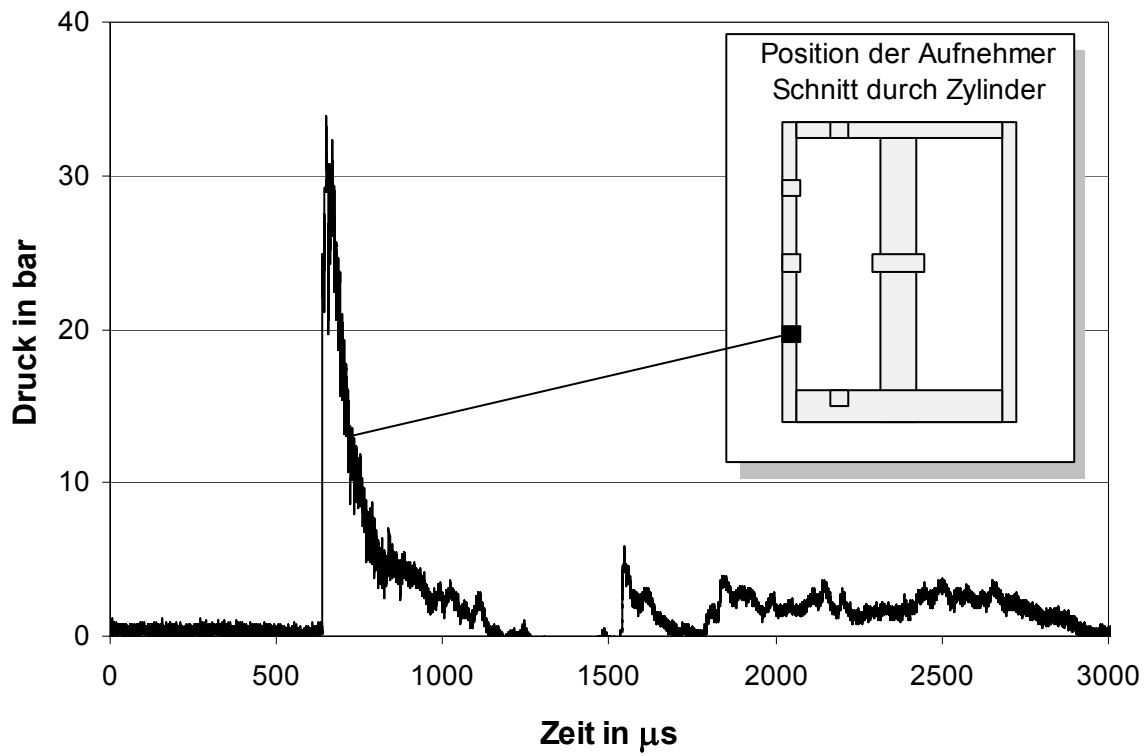


Abbildung L 5 Messkurve des Aufnehmers K2

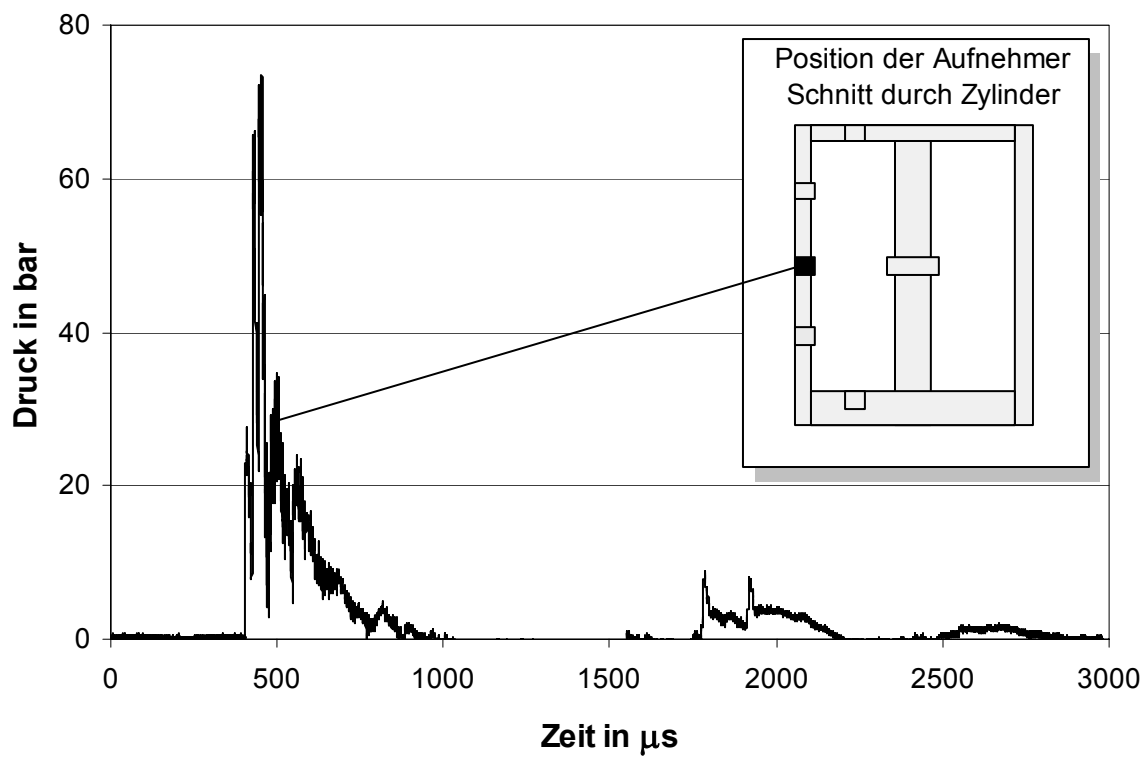


Abbildung L 6 Messkurve des Aufnehmers K3

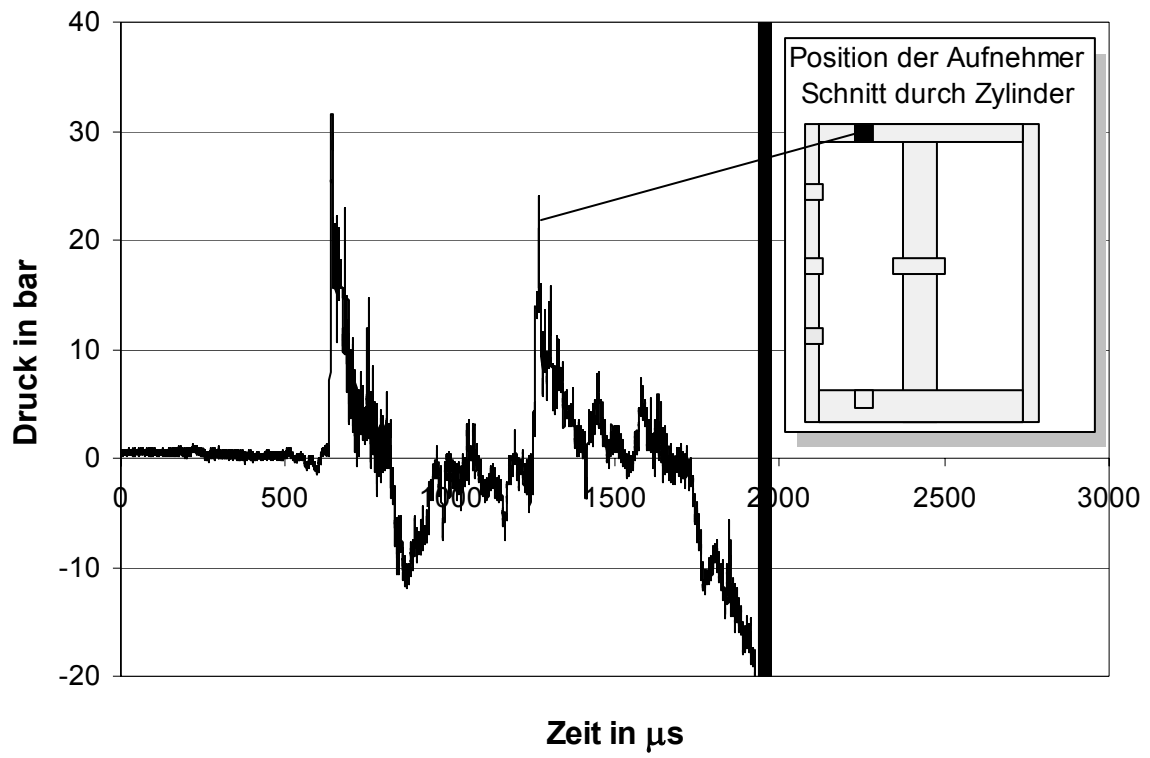


Abbildung L 7 Messkurve des Aufnehmers K5

LEBENS LAUF

Persönliche Daten

Name: Nico Herrmann
Geburtsdatum: 27. März 1967
Geburtsort: Karlsruhe
Staatsangehörigkeit: deutsch
Familienstand: ledig

Werdegang

1973 - 1977 Besuch der Südent-Grundschule in Karlsruhe
1977 - 1986 Besuch des Goethe-Gymnasiums in Karlsruhe
Abitur am 10. Juni 1986
1986 - 1988 Zivildienst beim Wohnstift e.V. Karlsruhe
1987 - 1994 Studium der Physik an der Universität Karlsruhe (TH)
Studienabschluss Diplom am 30. November 1994
seit Mai 1995 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und
Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH)

Weitere Tätigkeiten

1990 - 1994 Mitarbeit beim Architektenbüro Zimmermann und Partner in
Karlsruhe
1992 - 1994 Diplomand und Hilfwissenschaftler am Physikalischen
Institut der Universität Karlsruhe (TH)

**Schriftenreihe des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
ISSN 0933-0461

- Heft 1** Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.* 1987
- Heft 2** Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz.* 1987
- Heft 3** Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.* 1988
- Heft 4** Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.* 1988
- Heft 5** Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.* 1988
- Heft 6** Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials.* 1988
- Heft 7** Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.* 1988
- Heft 8** Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.* 1989
- Heft 9** Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.* 1990
- Heft 10** Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.* 1990
- Heft 11** Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.* 1991
- Heft 12** Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.* 1991

- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*. 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung*. 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*. 1992
- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren*. 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschen-erzeugter Schwingungen*. 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8*. 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung*. 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität*. 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand*. 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen*. 1995

- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997
- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.* 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug.* 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.* 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern.* 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrafza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.* 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen.* 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmen-ecken.* 2000

- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.* 2001
- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.* 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.* 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen.* 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen.* 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode.* 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.* 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.* 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund.* 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.* 2002
- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.* 2002

Frühere Berichte des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen.* 1984

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren.* 1985

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe
Postfach 6980

D - 76128 Karlsruhe

Tel. 0721/608-2263

Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18 €

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr.techn. h.c. Josef Eibl

Aus dem Massivbau und seinem Umfeld

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25 €