

Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Professur für Massivbau

**Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Ermittlung der
Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und
Stahlfaserbetonbauteilen nach Kontaktdetonation**

Dissertation
Vahan Zohrabyan

Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Ermittlung der Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach Kontaktdetonation

Vahan Zohrabyan

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieurwesen und
Umweltwissenschaften der Universität der Bundeswehr München zur
Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs
(Dr.-Ing.)

angenommenen Dissertation.

Promotionskommission

- Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Geralt Siebert
Universität der Bundeswehr München
1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml
Universität der Bundeswehr München
2. Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
3. Gutachter: Prof. Dr. Jörg Jungwirth
Hochschule München

Die Dissertation wurde am 02.05.2024 bei der Universität der Bundeswehr München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften am 09.10.2024 angenommen. Die mündliche Prüfung fand am 10.10.2024 statt.

Vorwort

Die vorliegende Forschungsarbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur für Massivbau an der Universität der Bundeswehr München von März 2019 bis Dezember 2023.

Ich möchte mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml für die Möglichkeit, an seinem Lehrstuhl zu forschen und für die Betreuung als Erstgutachter herzlich bedanken. Herr Prof. Braml hat die vorliegende Forschungsarbeit mit großem Interesse verfolgt und stand jederzeit für Diskussionen zur Verfügung. Der Erfolg dieser Forschungsarbeit beruht auch auf der stets sehr wohlwollenden Unterstützung während der gemeinsamen Zusammenarbeit, für die ich Herrn Prof. Braml herzlich danke.

Mein weiterer Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken (EE) und Herrn Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser für die Initiierung und Akquisition des GRS-Forschungsvorhabens. Die vorliegende Forschungsarbeit baut auf dem abgeschlossenen Teilprojekt 2 des GRS-Forschungsvorhabens (Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit) auf. Mein besonderer Dank gilt ferner Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach und Herrn Professor Dr.-Ing. Jörg Jungwirth für die Übernahme der Korreferate sowie Herrn Professor Dr.-Ing. Geralt Siebert für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Mein Dank gilt allen Kollegen und Freunden am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau für die vielen fachlichen Diskussionen und Anregungen sowie für die Unterstützung bei den hochkomplexen Softwareanalysen. In diesem Zusammenhang möchte ich mich auch bei den Studenten, wissenschaftlichen Hilfskräften und Praktikanten bedanken, die mich im Rahmen ihrer Bachelorarbeiten, Masterarbeiten und Praktika am Lehrstuhl, insbesondere bei den Laborarbeiten, unterstützt haben. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden mehr als 1.500 experimentelle Versuche durchgeführt, davon die Hälfte Großversuche, für deren Untersuchung mehr als 20 Messsysteme und Softwares eingesetzt wurden. Diese Leistung wurde durch die freundliche Unterstützung aller Mitarbeiter des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau ermöglicht. Dafür möchte ich mich bei allen Laborkollegen herzlich bedanken.

Ich danke meiner Mutter und meinem Vater für ihre liebevolle Unterstützung und ihr Vertrauen in mich in all den Jahren und dafür, dass sie mir die bestmögliche Ausbildung ermöglicht haben. Leider konnte meine liebe Mutter die Fertigstellung dieser Arbeit nicht mehr erleben.

Schließlich danke ich meiner Familie, insbesondere meiner Frau und meiner Tochter, die mich während meiner Zeit am Institut nicht nur moralisch, sondern auch tatkräftig im Alltag unterstützt haben.

München, im Mai 2024

Vahan Zohrabyan

Kurzfassung

Um die Auswirkungen eines Terroranschlags auf eine Anlage der Kritischen Infrastruktur in Massivbauweise abschätzen zu können, spielt die Beurteilung der verbleibenden statischen Resttragfähigkeit eine wichtige Rolle. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden 24 Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mit unterschiedlichen Abmessungen (Plattendicke 20 cm, 25 cm und 30 cm), Aufbauten (zweischalige Platten - Kombination Stahlbeton, Stahlfaserbeton und DUCON-Platten), Fasergehalten (0,5; 1,0 und 2,0 Vol.-%) unter variabler Belastung (1000 g, 1500 g und 2000 g SEMTEX10, Kontaktdetonation) untersucht. Die Schädigung durch Kontaktdetonation ist lokal auf das betroffene Bauteil begrenzt, sofern keine Mehrfachreflexionen auftreten. Sie kann jedoch erhebliche Auswirkungen auf die Gesamttragfähigkeit und die Sperrwirkung (Dichtigkeit) eines Tragwerks haben. Die Quantifizierung und Identifizierung der Bauteilschädigung ist die Grundlage für eine zutreffende Formulierung des Materialmodells zur Simulation der statischen Resttragfähigkeit vorgeschädigter Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteile.

Zur Erfassung der Schädigungsparameter der angesprengten Platten wurden die zerstörungsfreien Prüfverfahren Impact-Echo, Georadar, Ferroskan, 3D-Scan (Zeiss-Systeme) und Ultraschall eingesetzt. Nach Abschluss der experimentellen ZfP-Untersuchungen an den angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurden die bereits erzielten ZfP-Ergebnisse mit den tatsächlichen Ergebnissen der Plattenschädigung durch Sägen und Trennen derselben Platten verglichen und validiert.

Die Ermittlung der experimentellen statischen Resttragfähigkeit der angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten erfolgte mit Hilfe von 3-Punkt-Biegeversuchen (3PB). Die Platten wurden einachsig eingespannt und parallel zum Auflager über die gesamte Plattenbreite linear belastet. Der Versuch wurde weggesteuert durchgeführt. Mit Hilfe zweier optischer Messsysteme konnten die Verformungen, Deformationen und der Rissfortschritt auf der Schutzseite der Plattenoberfläche erfasst und ausgewertet werden. Aus der Kombination der Ergebnisse der zerstörungsfreien Untersuchungen und der zerstörenden Versuche wurde ein Ingenieurmodell zur numerischen Abschätzung der statischen Resttragfähigkeit von vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten entwickelt.

Die numerische Analyse der statischen Resttragfähigkeit der geschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurde mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Programm (FEM) ANSYS/LS-DYNA durchgeführt. Die numerische Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit erfolgte am Beispiel einer geschädigten Stahlbetonplatte. Als Eingangsparameter für die Modellierung der Plattenschädigung (Geometrie, Materialkennwerte) wurde das neu entwickelte Ingenieurmodell verwendet. Abschließend wurden die Ergebnisse der numerischen Modellierung (FEM) mit den Ergebnissen der experimentellen Resttragfähigkeitsuntersuchungen an den Platten (3-Punkt-Biegeversuch) verglichen, verifiziert und validiert.

Abstract

In order to assess the impact of a terrorist attack on a critical infrastructure facility of solid construction, the assessment of the residual static load-bearing capacity plays an important role. In the context of this work, 24 reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete slabs of different dimensions (slab thickness 20 cm, 25 cm and 30 cm), composition (double-shell slabs - combination of reinforced concrete, steel fibre reinforced concrete and DUCON slabs), fibre contents (0.5, 1.0 and 2.0 vol.%) were investigated under variable loading (1000 g, 1500 g and 2000 g SEMTEX10, contact detonation). The damage caused by contact detonation is locally limited to the affected component unless multiple reflections occur. However, it can have a significant impact on the overall load bearing capacity and barrier effect (tightness) of a structure. The quantification and identification of the component damage is the basis for an accurate formulation of the material model for the simulation of the static residual load-bearing capacity of pre-damaged reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete components.

Non-destructive testing (NDT) methods such as impact echo, ground penetrating radar, electromagnetic induction, 3D scanning (Zeiss systems) and ultrasound were used to record the damage parameters of the blasted slabs. After completion of the experimental NDT investigations on the blasted reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete slabs, the NDT results already obtained were compared and validated with the actual slab damage results obtained by sawing and cutting the same slabs.

The experimental static residual load-bearing capacity of the reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete slabs was determined using 3-point bending tests. The slabs were uniaxially clamped and linearly loaded parallel to the support over the full width of the slab. The test was displacement controlled. Loads and deformations were recorded. Two optical measuring systems were used to record and evaluate the deflections, deformations and crack propagation on the protective side of the slab surface. By combining the results of the non-destructive and destructive tests, an engineering model was developed to assess the residual static load-bearing capacity of pre-damaged reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete slabs.

The numerical analysis of the residual static load-bearing capacity of the damaged reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete slabs was carried out using the non-linear finite element (FEM) program ANSYS/LS-DYNA. The numerical determination of the residual static load-bearing capacity was carried out on the basis of a damaged reinforced concrete slab. The newly developed engineering model was used as input parameters for modelling the slab damage (geometry, material properties). Finally, the results of the numerical modelling (FEM) were compared, verified and validated with the results of the experimental residual load-bearing capacity tests (3-point bending test) on the slabs.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Zielsetzung	3
1.3	Stand der Forschung.....	4
1.4	Aufbau der Arbeit	6
2	Werkstoffe für Stahlbeton- und Stahlfaserbeton	9
2.1	Allgemeines.....	9
2.2	Verbundbeschreibung für Stahlbeton.....	9
2.3	Differentialgleichung für den Beton-Stahl-Verbund	14
2.4	Einflussparameter zum Verbund Stahl-Beton bei einer statischen Belastung.....	16
2.5	Mehraxiales statisches Materialverhalten von Beton	16
2.6	Stahlfasern und Faserbeton	18
2.7	Faserverstärkter Stahlbeton	20
2.8	Dynamisches Werkstoffverhalten von Beton	20
2.9	Dynamisches Verhalten von Betonstahl	23
2.10	Positiver Einfluss von Stahlfasern auf die dynamischen Materialkennwerte bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten (Split-Hopkinson-Bar).....	24
2.10.1	Dynamischer Elastizitätsmodul	26
2.10.2	Dynamische Zugfestigkeit	28
2.10.3	Bruchbilder	30
2.10.4	Bruchenergie G_F	31
2.11	Spaltzugversuch	35
2.11.1	Prinzip des Spaltzugversuchs und Aufbau der Versuchsanlage	35
2.11.2	Bestimmung der Kennwerte	36
2.11.3	Bruchbilder	38
2.12	Gründe für die Zunahme der Festigkeit bei hohen Verzerrungsraten	39
3	Grundlagen der statischen und dynamischen Beanspruchungen auf Stahlbetonbauteile	42
3.1	Dynamische Beanspruchungen	42

3.2	Kontaktdetonation.....	44
3.3	Das Prinzip der Druckwellenfortpflanzung in Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen	46
3.4	Risse und Abplatzungen infolge hochdynamischer Einwirkungen	49
4	Materialeigenschaften und Geometrie der untersuchten Versuchskörper.....	51
4.1	Allgemeines.....	51
4.2	Verwendete Werkstoffe	53
4.2.1	Stahlbeton	53
4.2.2	DUCON - Mikrobewehrter Hochleistungsbeton.....	53
4.2.3	Stahlfasern.....	54
4.3	Kontaktdetonation.....	55
4.3.1	Versuchsaufbau.....	55
4.3.2	Sprengstoff (SEMTEX10)	56
5	Erfassung der Schädigungsparameter und Entwicklung des Ingenieurmodells	58
5.1	Allgemeines.....	58
5.2	Definition der Schadenskategorien	58
5.3	Erfassung von Plattenschäden mit zerstörungsfreien Prüfmethode n	63
5.3.1	3D-Scan.....	63
5.3.2	Impact-Echo	75
5.3.3	Ultraschall.....	87
5.3.4	Georadarverfahren.....	92
5.3.5	Induktive Verfahren- Ferrosca n	101
5.3.6	Betonprüfhammer	104
5.3.7	Zusammenfassung der zerstörungsfreien Prüfmethode n	109
5.4	Zerstörende Untersuchung der angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten.....	113
5.4.1	Allgemeines	113
5.4.2	Zerstörende Prüfung (ZP) der angesprengten Stahlbetonplatten	113
5.4.3	Computertomographie	117
5.4.4	Mikroskopische Untersuchung der Betonmatrix.....	127

5.5	Experimenteller Resttragfähigkeitsversuch (3- Punkt-Biegeversuch)	132
5.5.1	Allgemeines zum 3-Punkt-Biegeversuch	132
5.5.2	Versuchsaufbau 3-Punkt- Biegeversuch	132
5.5.3	Messsysteme	133
5.5.4	Prüfergebnisse des 3-Punkt-Biegeversuchs.....	137
5.5.5	Zusammenfassung der Ergebnisse 3-Punkt-Biegeversuche.....	156
5.6	Entwicklung eines Ingenieurmodells zur numerischen Beurteilung der statischen Resttragfähigkeit.....	158
5.6.1	Bestehendes Ingenieurmodell von Fuchs zur Beurteilung der Schädigung angesprengter Stahlbetonplatten	158
5.6.2	Ermittlung der inneren Schadensbereiche der angesprengten Platten mit dem Ingenieurmodell von Fuchs	160
5.6.3	Entwicklung eines neuen Ingenieurmodells zur numerischen Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit	163
6	Numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit	170
6.1	Allgemeines zur numerischen Modellierung	170
6.2	Simulationen zum Nachweis der statischen Resttragfähigkeit.....	170
6.2.1	FEM-Programm	171
6.2.2	Materialmodelle	175
6.3	Inputparameter des Modells.....	177
6.3.1	Geometrie des Modells.....	178
6.3.2	Randbedingungen	183
6.4	Simulationsergebnisse	186
6.5	Auswertung der numerischen Ergebnisse	191
7	Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick	194
7.1	Zusammenfassung der Forschungsarbeit	194
7.2	Diskussion	196
7.3	Ausblick	199
8	Literaturverzeichnis	203
Anhang	236

A.1 Baustoffe für Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten	236
A.2 3D-Scan	246
A.3 Impact-Echo.....	270
A.4 Ultraschall.....	295
A.5 Zerstörende Prüfung der Platten	320
A.5.1 Plattenquerschnitte.....	321
A.5.2 Entnahmestellen von Bohrkernen	326
A.5.3 Anzahl und Volumen der Stahlfasern in der Platte und im Bohrkern	328
A.5.4 Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach dem 3-Punkt-Biegeversuch	330
A.6 LS-Dyna Codes für das Materialmodell (Winfrith-Concrete).....	331
A.6.1 Kraft-Weg-Diagramme der FEM-Plattensimulationen	332

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Unter den Eigenschaften eines Bauwerks nimmt die Sicherheit einen besonders hohen Stellenwert ein. Sie umfasst sowohl die Gewährleistung der Nutzung des Bauwerks als auch den Schutz vor Personenschäden [1]. Die damit verbundenen Anforderungen an den Widerstand von Bauteilen und Bauwerken gegen Einwirkungen sind heute sehr hoch, nicht zuletzt durch die Berücksichtigung einiger außergewöhnlicher Einwirkungen. Hervorzuheben sind hierbei insbesondere dynamische Einwirkungen, die durch Naturkatastrophen, Unfälle, terroristische Anschläge etc. hervorgerufen werden können. Diese können sowohl bei zivilen als auch bei militärischen Schutzbauten auftreten.

Im Zuge der aktuellen Veränderung des Bedrohungsszenarios durch den zunehmenden Terrorismus gewinnt die Betrachtung von Waffeneinwirkungen auf Bauteile und Bauwerke zunehmend an Bedeutung. Gefährdungen, mit denen gerechnet werden muss, sind u. a. Projektile aus handelsüblichen Schusswaffen, Explosionen von Sprengstoffen und der Anprall von Fahrzeugen. Dies betrifft nicht nur militärische Liegenschaften, sondern auch öffentliche und industrielle Einrichtungen wie Botschaften, Regierungsgebäude, Chemie- und IT-Anlagen sowie Einrichtungen zur Grundversorgung der Bevölkerung (sog. Kritische Infrastrukturen). Vor allem durch terroristische Waffen wie *Improvised Explosive Devices* (IED) sind Nah- und Kontaktdetonationen als Einwirkungen auf diese Bauwerke zu berücksichtigen. Dies gilt sowohl für die Bemessung neuer Bauteile als auch für die Bewertung der bestehenden Infrastruktur [2], [3], [4], [5].

Stahlbeton und Stahlfaserbeton gehören zu den am häufigsten verwendeten Baustoffen im zivilen und kritischen Infrastrukturbau. Ihr Widerstand gegen Kontaktdetonationen und allgemein gegen hochdynamische Beanspruchungen ist Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten, z.B. [6], [7]. Daraus geht u. a. hervor, dass Kontaktdetonationen für Bauteile aus Stahl- oder Stahlfaserbeton eine eher lokale Beanspruchung darstellen. Die daraus resultierende Schädigung ist ebenfalls lokal, aber in ihrem Charakter sehr komplex. Charakteristisch für diese Schädigungsart ist die Ausbildung einer zentralen Schädigungszone, die visuell durch Kraterbildung oder Perforation erkennbar ist. Daneben gibt es eine visuell nicht erkennbare Schädigungszone im umgebenden Material (Beton) des Kraters, die durch übermäßige Rissbildung, Schädigung des Betongefüges und Beeinträchtigung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Bewehrungsstahl gekennzeichnet ist. Die Schädigung und Tragfähigkeit von Stahlbetontragwerken hängen nicht nur vom Verhalten der einzelnen Werkstoffe, sondern auch vom Zusammenwirken der Komponenten Beton und Stahl ab. Für die Beurteilung der Resttragfähigkeit und damit der Standsicherheit ist die Kenntnis der Ausdehnung der gesamten Schädigungszone, bestehend aus sichtbaren und visuell nicht erkennbaren Anteilen, von wesentlicher Bedeutung. Es stellt sich daher die Frage, inwieweit

der Widerstand von Bauteilen aus Stahl- oder Stahlfaserbeton gegen übliche statische Beanspruchungen durch die Auswirkungen einer Kontaktdetonation beeinflusst wird [2], [8]. Zur Beantwortung dieser Frage steht der Forschung neben experimentellen Untersuchungen (zerstörungsfreie- und zerstörende Prüfmethode- (ZfP und ZP)) auch die Möglichkeit der Analyse mittels numerischer Simulation zur Verfügung. Letztere hat in den vergangenen Jahren aufgrund gesteigener Rechner- und Rechenprogrammkapazitäten sowie aus wirtschaftlichen und praktischen Gründen an Bedeutung gewonnen.

1.2 Zielsetzung

Hochdynamische Einwirkungen führen im Vergleich zu statischen oder zyklischen Beanspruchungen zu einer wesentlich komplexeren Schädigung des betroffenen Bauteils, so dass eine fundierte Beurteilung des gesamten Schädigungsumfangs nur schwer möglich ist (Abbildung 1-1).

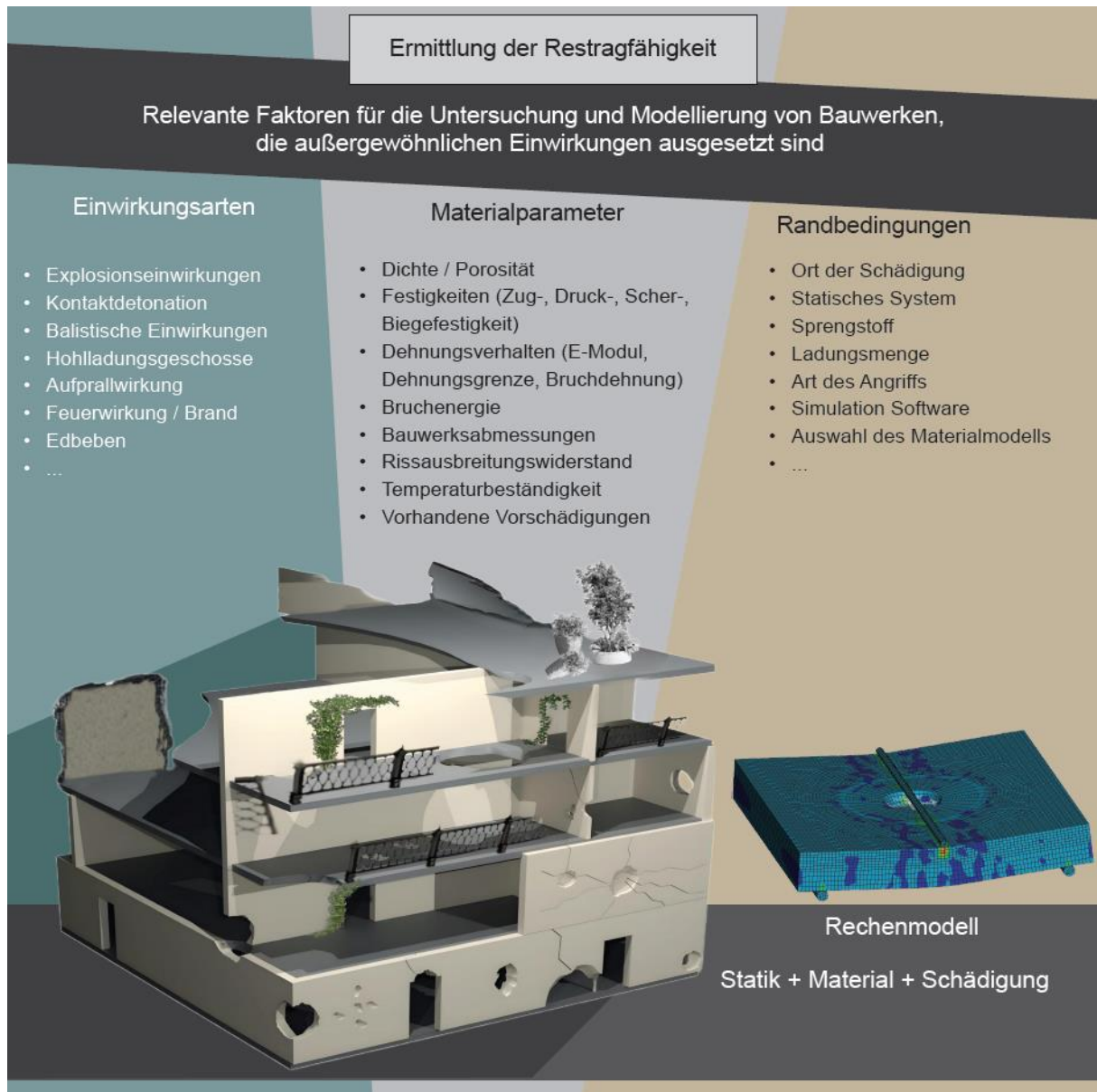


Abbildung 1-1: Relevante Faktoren für den Nachweis der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen.

Um die Auswirkungen eines Terroranschlags auf ein massives Betonbauwerk abschätzen zu können, spielt die Beurteilung der verbleibenden Resttragfähigkeit eine wichtige Rolle. Die Schädigung durch Kontaktdetonation ist lokal auf das betroffene Bauteil begrenzt, wenn keine Mehrfachreflexionen durch mehrere Detonationen auftreten. Sie kann jedoch erhebliche Auswirkungen auf die Gesamttragfähigkeit und die Sperrwirkung (Dichtigkeit) eines Bauwerks

haben. Eine realitätsnahe Erfassung der Schädigung ist die Grundlage für die korrekte Formulierung des Materialmodells zur numerischen Simulation der statischen Resttragfähigkeit von Betontragwerken. Diese Forschungsarbeit konzentriert sich im Wesentlichen auf die folgenden drei Ziele, in welchen Stahlbetonbauteile mit und ohne Stahlfasern betrachtet werden.

1. Definition von Schädigungsarten und -kategorien
2. Definition von ZfP-Methoden, mit denen die Schädigung anhand von Veränderungen der Geometrie und des Gefüges (Betonmatrix) erkannt werden kann.
3. Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Modellierung der Geometrie und der Materialeigenschaften im Schädigungsbereich.

Das Ingenieurmodell soll aus den Ergebnissen der durchgeführten ZfP und ZP abgeleitet werden. Aufbauend auf den theoretischen und experimentellen Grundlagen sowie den entwickelten Ingenieurmodellen zur Beurteilung der statischen Resttragfähigkeit sollen Computersimulationen zum Nachweis der statischen Resttragfähigkeit von angespannten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten durchgeführt werden. Die numerischen Ergebnisse sollen mit den Ergebnissen aus Laborversuchen (3-Punkt-Biegeversuch) verglichen und validiert werden.

Anstelle der derzeit noch vorgesehenen zeit- und kostenintensiven Bauteilversuche im Maßstab 1:1 sollen zukünftig die erforderlichen Nachweise rechnerisch mittels FEM durchgeführt werden können. Dies ermöglicht eine weitere Optimierung der Konstruktionen. Darüber hinaus können Informationen über Schäden und Resttragfähigkeiten der Bauwerke die Auswahl geeigneter Sanierungs-, Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen beeinflussen. Ein Technologietransfer der in dieser Forschungsarbeit vorgestellten Ergebnisse kann in verschiedenen Bereichen Anwendung finden. Die Methodik der Schädigungs- und Resttragfähigkeitsbewertung kann auch bei der Untersuchung von stoßartigen Beanspruchungen sowie von durch Naturkatastrophen geschädigten Bauwerken und Infrastrukturen Verwendung finden.

1.3 Stand der Forschung

Die Resttragfähigkeit geschädigter Stahlbetonbauteile steht in engem Zusammenhang mit der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl. Erkenntnisse über den Einfluss hochdynamischer Beanspruchungen auf den Verbund lassen sich aus einer Vielzahl von Untersuchungen zum Verbund in Stahlbetonbauteilen unter statischer Beanspruchung ableiten, die in den letzten Jahrzehnten z. B. von Rehm [9], Martin & Noakowski [10] und Schmidt-Thrö, Stöckl & Kupfer [11] durchgeführt wurden. Der Stand von Wissenschaft und Technik umfasst folgende wesentliche Erkenntnisse und durchgeführte Forschungsarbeiten:

- Zur Ermittlung der dynamischen Materialdaten von Beton und Stahlfaserbeton bei hohen Verzerrungsraten wurden in der Vergangenheit verschiedene Methoden und

Modelle angewandt, wie der Taylor-Test, Planar-Platten- Impaktversuch, Pneumatische Maschinen, Fallgewicht, Split-Hopkinson-Pressure-Bar etc. Darüber hinaus wurde an der Universität der Bundeswehr München (UniBw M) im Jahr 2016 eine neue Konfiguration für Push-In Versuche [12], [13], [14] zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten entwickelt. Die Bestimmung der dynamischen Materialkennwerte von Beton und Stahlfaserbeton ist aufgrund der unterschiedlichen Modelle sehr komplex. Auch die genaue Auswertung der dynamisch gemessenen Versuchsdaten ist aufwendiger als bei quasistatischen Versuchen. Die Bestimmung der maßgebenden mechanischen Eigenschaften von Beton und Stahlfaserbeton bei dynamischer Beanspruchung wurde in [15], [16], [17], [18], [19] mit Versuchen am Split-Hopkinson-Bar (SHB) ausführlich untersucht.

- Zur Ermittlung der Schädigung von Stahlbetonbauteilen nach Kontaktdetonation wurden an der UniBw M mehrere Forschungsarbeiten durchgeführt [20], [2], [8], [21], [12]. Zur Beurteilung der visuell nicht erkennbaren Schädigung von Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation kommen sowohl zerstörungsfreie als auch zerstörende Verfahren in Frage. Fuchs [2] konnte zeigen, dass es möglich ist die Gefügeschädigung in der Kraterumgebung mittels Impact-Echo und Georadar-Verfahren zu quantifizieren. Das Impact-Echo und Georadar-Verfahren werden im Bauwesen zur Detektion von Fehlstellen, Ablösungen und Gefügeschäden an Stahlbetonbauwerken sowie zur Beurteilung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung eingesetzt [22], [23], [24], [25], [26], [27], [28].
- Das Thema „statische Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbetonplatten“ wurde in der Vergangenheit nur wenig erforscht. Maßgebliche Forschungsarbeiten zu diesem Thema sind bei [29], [30], [31] durchgeführt worden.
- Die Beurteilung der Standsicherheit und des damit verbundenen Gefährdungspotentials bzw. des erforderlichen Sanierungsaufwandes wird durch die oft nicht vollständig sichtbaren Schädigungen der tragenden Stahlbetonbauteile erschwert. Reale Versuche (Landmann [3]) und numerische Simulationen (Greulich [32]) belegen, dass nach einer Explosionseinwirkung neben sichtbaren Kratern und Abplatzungen auch großflächige Gefügeschädigungen durch Materialabtrag und Mikrorisse im Stahlbeton- und Stahlfaserbeton auftreten. Aufbauend auf den theoretischen Grundlagen [2], [8], [31], [33] wurde das Ingenieurmodell zur Beurteilung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten vorgeschlagen.

Numerische Simulationen von Beton, Stahlbeton und Stahlfaserbeton finden sich bspw. in den Arbeiten von [34], [35], [36], [37], [38], [39]. Ein Werkzeug zur Berechnung hochdynamisch beanspruchter Strukturen sind Hydrocodes wie Autodyn oder LS-DYNA. Nähere Erläuterungen zu Hydrocodes sind in Meyers 1994 [40] zusammengefasst. Nichtlineare FEM-Untersuchungen

zur statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten unter Berücksichtigung der Vorschädigung (Kraterabmessungen, visuell nicht erkennbare Gefügeschäden, Risse etc.), der Einfluss der Stahlfasern, der Bewehrung und der Materialparameter sind auf nationaler und internationaler Ebene nicht erforscht.

1.4 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Forschungsarbeit befasst sich mit der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach einer Kontaktdetonation und ist in insgesamt sieben Kapitel gegliedert. Inhaltlich deckt sie alle wesentlichen Themen und Versuchsreihen ab, die hier zur Erreichung des Forschungsziels durchgeführt wurden. Nach der Einleitung in **Kapitel 1** wird in **Kapitel 2** zunächst ein Überblick über die Werkstoffe Beton, Betonstahl und Fasern gegeben. Ausgehend von theoretischen Aspekten wie der Verbundspannung am Stabdifferenzial und der Charakterisierung der Verbundwirkung werden eine Reihe von verbundbeeinflussenden Größen unter statischer und dynamischer Beanspruchung erläutert. Anschließend werden SHB-Versuche zur Charakterisierung der dynamischen Materialeigenschaften von Beton und Stahlfaserbeton (mit unterschiedlichen Fasergehalten) vorgestellt.

Kapitel 3 befasst sich mit den Grundlagen der statischen und dynamischen Beanspruchung von Stahlbetonbauteilen und erläutert die Wirkungsweise von Detonationen und das Prinzip der Ausbreitung von Stoßwellen in Stahlbetonbauteilen. Weiterhin wird auf die Rissbildung und Schädigung der Betonmatrix im Stahlbetonbau bei hochdynamischer Beanspruchung und den daraus resultierenden negativen Auswirkungen auf den Verbund eingegangen.

In **Kapitel 4** werden alle in dieser Forschungsarbeit verwendeten Probekörper ausführlich vorgestellt. Angefangen von der Herstellung, den verwendeten Materialien mit ihren einzelnen Bestandteilen und Geometrien, der Nachbehandlung der Probekörper bis hin zu den durchgeführten Kontaktdetonationsversuchen (Versuchsaufbau, verwendete Sprengstoffe, etc.).

Im ersten Teil des **Kapitels 5** werden die Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen (ZfP) an den vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten zusammengefasst. Zur Quantifizierung der Schädigung der angesprengten Platten wurden die Verfahren 3D-Scan, Impact-Echo, Ultraschall, Georadar, Ferroskan und Betonprüfhammer untersucht. Die Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfung werden mit den tatsächlichen Ergebnissen der zerstörenden Prüfung durch Sägen und Trennen der gleichen Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten verglichen und validiert. Außerdem wurden die Faserverteilung und -orientierung in der Platte und die Schädigung der Betonmatrix anhand von Bohrkernen untersucht.

Der zweite Teil des Kapitels befasst sich mit der Darstellung des durchgeführten Prüfverfahrens zur Bestimmung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten

Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach Kontaktdetonationen. Zunächst wird der Versuchsaufbau des 3-Punkt-Biegeversuchs (3PB) vorgestellt. Anschließend wird die Versuchsdurchführung mit den einzelnen Messsystemen beschrieben und ausgewertet.

Im dritten und letzten Teil des Kapitels wird das neu entwickelte Ingenieurmodell zur numerischen Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten vorgestellt. Das Ingenieurmodell wird auf der Grundlage der ZfP, der ZP-Messergebnisse und unter Berücksichtigung der Ergebnisse der experimentellen statischen Materialkennwerte der geschädigten (angesprengten) und unbeschädigten Platten entwickelt.

Die Inhalte des **Kapitels 6** bilden den letzten Schwerpunkt der Arbeit. Die numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten erfolgt anhand einer geschädigten Stahlbetonplatte. Zur Modellierung der geschädigten Stahlbetonplatte wird das neu entwickelte Ingenieurmodell (Kapitel 5.6.3) zur Beschreibung der Plattenschädigung verwendet. Abschließend werden die Ergebnisse der FE-Modelle mit den Ergebnissen der experimentellen Resttragfähigkeitsuntersuchungen (3PB) der Platten verglichen und validiert.

Die Ergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit und ein Ausblick auf mögliche weiterführende Forschungsthemen werden abschließend in **Kapitel 7** dargestellt. Abbildung 1-2 zeigt eine schematische Darstellung der durchgeführten Versuche und der in dieser Arbeit behandelten Themen.

Im **Anhang A** sind die wichtigsten Prüfkörperbezeichnungen, Datenblätter, Messergebnisse und Protokolle der durchgeführten Versuchsreihen aufgeführt.

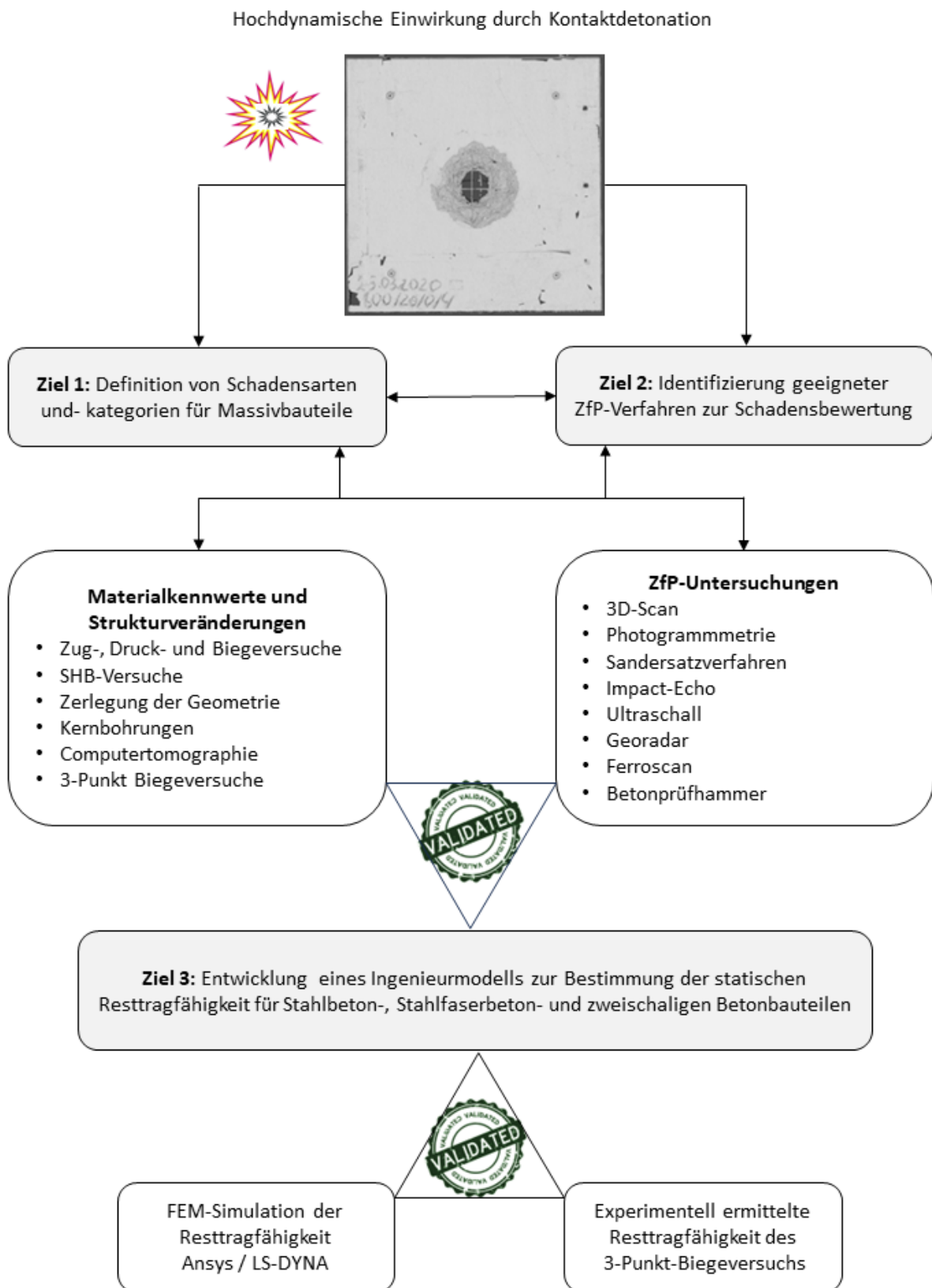


Abbildung 1-2: Schematische Darstellung der durchgeführten Versuche und der in dieser Arbeit behandelten Themen.

2 Werkstoffe für Stahlbeton- und Stahlfaserbeton

2.1 Allgemeines

Beton (vom französischen Wort *béton*) ist ein künstlicher Steinbaustoff, der durch die Bildung und Erhärtung einer richtig ausgewählten und verdichteten Mischung aus einem Bindemittel (Zement oder andere), großen und kleinen Gesteinskörnungen und Wasser entsteht. In einigen Fällen kann er spezielle Zusatzstoffe enthalten und wasserfrei sein (z. B. Asphaltbeton).

Beton ist sowohl in seiner Zusammensetzung als auch in seinen Materialparametern sehr inhomogen. Der Baustoff kann hohe Druckkräfte aufnehmen und reagiert nur schwach auf Zugbeanspruchung [41], [42], [43], [44], [45]. Bei der Kombination der Werkstoffe Beton und Stahl (mit hoher Zugfestigkeit und homogenem Werkstoffverhalten) werden die jeweiligen Vorteile der Einzelwerkstoffe genutzt, um eine hohe Tragfähigkeit bei entsprechender Dauerhaftigkeit der Gesamtkonstruktion zu gewährleisten [46], [47], [48]. Die parallele Verwendung beider Werkstoffe in einem Bauteil wird durch ähnliche Wärmeausdehnungskoeffizienten (12×10^{-6} pro Kelvin für Bewehrung und 10×10^{-6} pro Kelvin für Beton) entscheidend begünstigt, da so keine temperaturbedingten Zwangsspannungen zwischen den Werkstoffen auftreten [49], [50], [51]. Die Druck- und Zugfestigkeit von Betonstahl und Beton nimmt mit zunehmender Verzerrungsrate zu. Diese Materialeigenschaft begünstigt daher die Widerstandsfähigkeit von Stahlbetontragwerken unter hochdynamischer Beanspruchung, wie z. B. bei einer Explosion oder einem Anprall. Als Grundlage für das Verständnis der weiteren Arbeiten werden im folgenden Abschnitt die einzelnen Materialparameter von Beton, Betonstahl und Stahlfasern beschrieben. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Beschreibung des Materialverhaltens unter hochdynamischer Beanspruchung.

2.2 Verbundbeschreibung für Stahlbeton

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl entsteht durch komplexe Mechanismen. Diese hängen von der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes ab. Vereinfacht kann die Kraftübertragung durch eine Schub- oder Verbundspannung τ_b (*bond*) beschrieben werden, die an der Grenzfläche zwischen Bewehrung und Beton wirkt. Verbundspannungen treten bei jeder Änderung der Dehnungen oder Spannungen entlang eines Bewehrungsstabes auf. Die in Abbildung 2-1 dargestellte Differenz, der an den beiden Querschnittsseiten angreifenden Zugkräfte des Stabes der Länge dx muss sich mit den über den Stabumfang U_s wirkenden Verbundspannungen ausgleichen. Die Verbundwirkung von Bewehrungsstahl und Beton in Stahlbetontragwerken wird durch die folgenden Formeln Gl. (2.1) und Gl. (2.2) beschrieben.

$$A_s d\sigma_s = U_s \tau_b dx \quad (2.1)$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{d\sigma_s}{dx} \cdot \frac{d_s}{4} \quad (2.2)$$

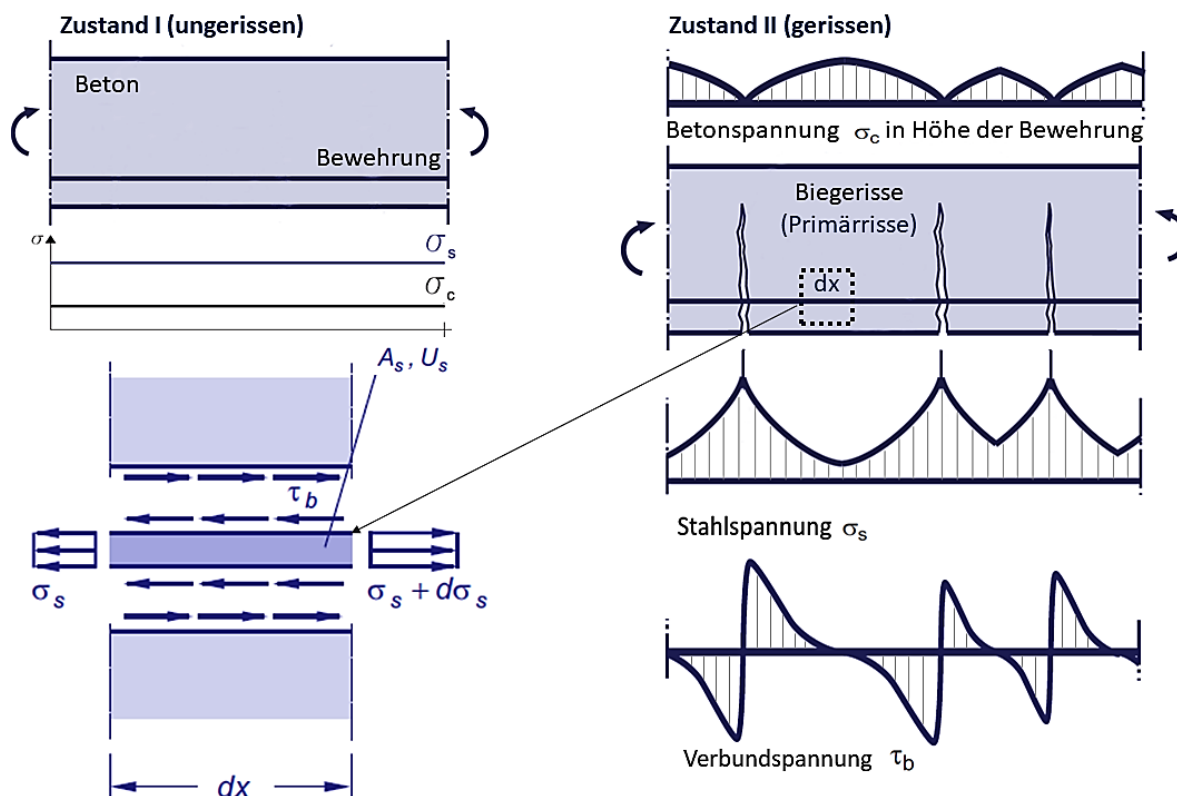


Abbildung 2-1: Prinzip der Rissbildung und Spannungsverteilung in Stahlbeton unter Biegebeanspruchung ($M = \text{const.}$).

Die Verbundspannungen treten u. a. in folgenden Situationen auf:

- Bei Rissbildung wird zwischen den Rissen ein Teil der Zugkraft vom Stahl auf den Beton übertragen,
- End- oder Übergreifungsstöße von Bewehrungsstäben,
- Schwinden und Kriechen behindern die Verformung des Betons.

Die Verbundwirkung von Betonrippenstahl beruht auf drei Mechanismen:

- Haftung/Adhäsion
- Reibung
- mechanische Verzahnung,

die aktiviert werden, wenn sich der Bewehrungsstab gegenüber dem umgebenden Beton verschiebt, d. h. gleitet (Schlupf). Die beiden letztgenannten Verbundmechanismen treten teilweise gleichzeitig auf und sind versuchstechnisch schwer zu trennen. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens wird eine Beziehung zwischen der Verbundspannung τ_b als Summe der

Einzelmechanismen und der Relativverschiebung s verwendet (Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung). Die τ_b - s -Beziehung ist kein Stoffgesetz im eigentlichen Sinne, sondern als Pseudostoffgesetz eine zusammenfassende Darstellung der komplexen Wechselwirkungen [45]. Der kraftschlüssige Verbund, der durch chemische Adhäsion und Verzahnung der Grenzflächen zwischen Stahl und Beton im mikroskopischen Bereich entsteht, ist nur sehr gering belastbar und wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört. Beim gerippten Betonstahl hingegen erfolgt der wesentliche Verbund durch die mechanische Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton. Bei Relativverschiebungen stützen sich die einzelnen Rippen auf den vor ihnen liegenden Betonkonsolen ab und erzeugen dabei hohe Druckspannungen. Diese können aufgrund des an den Konsolen vorherrschenden dreiaxialen Druckspannungszustandes ein Vielfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreichen (siehe Abbildung 2-2, 1).

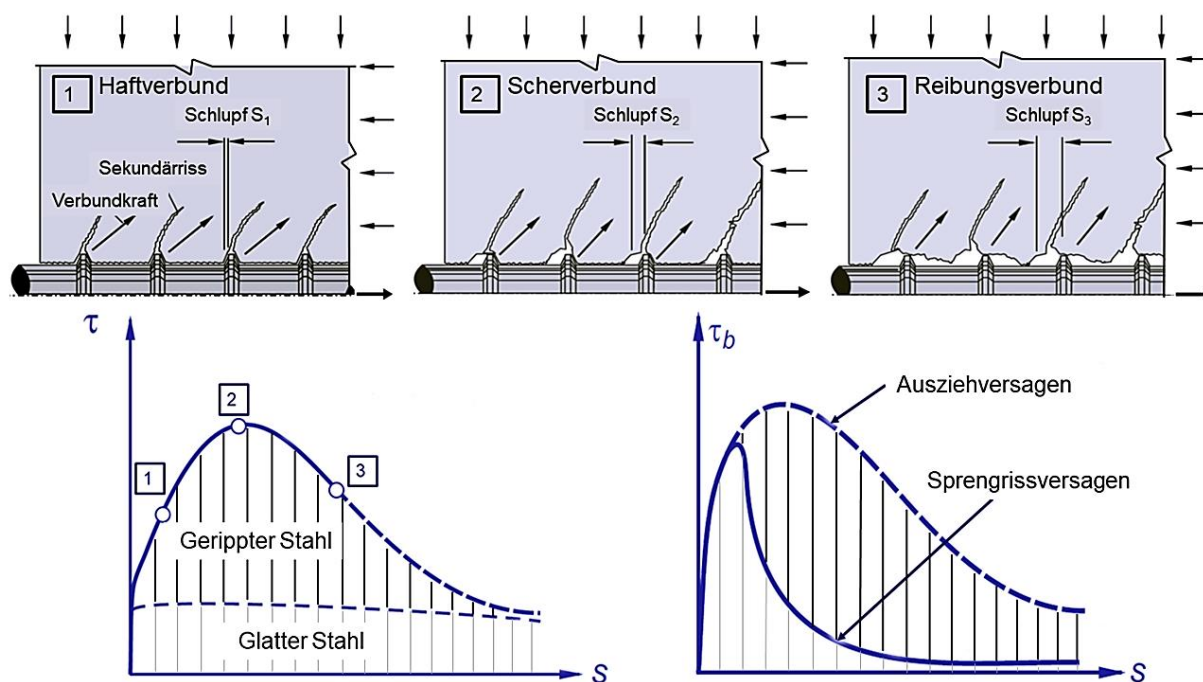


Abbildung 2-2: Verbundmechanismen des gerippten Betonstahls nach Zilch & Zehetmaier [45] und Elgehausen [52].

Die Rippen beginnen in Abhängigkeit vom Verhältnis der mittleren Rippenhöhe a_R zum Rippenabstand c lokal keilförmig oder entlang der Stabmantelfläche in den Beton einzudringen. Zu diesem Zeitpunkt ist die maximale Verbundtragfähigkeit erreicht (Abbildung 2-2, 2). Mit weiter zunehmendem Schlupf werden die Betonkonsolen allmählich zerstört, da die Verbundkraft abnimmt (Abbildung 2-2, 3).

Entspricht der Schlupf dem lichten Abstand zwischen zwei Rippen, so werden diese vollständig abgeschert. In diesem Fall können in der Scherfläche nur noch annähernd konstante Reibungsschubspannungen τ_f (*friction*) übertragen werden. Der Stab wird kontinuierlich aus dem Beton herausgezogen und die Versagensart wird daher als Ausziehversagen bezeichnet.

Im Gebrauchszustand eines Bauteils wird das Verbundspannungsmaximum u. a. wegen der Forderung nach geringen Rissbreiten in der Regel nicht erreicht.

Form, Neigung und Höhe a_R der Rippen sowie deren Abstand c_m bestimmen den Schubwiderstand und damit die Verbundtragfähigkeit eines gerippten Bewehrungsstabes. Als Vergleichsmaß für das Verbundverhalten unterschiedlich gerippter Stäbe wurde in (Rehm [9]) [45] die bezogene Rippenfläche f_R als Verhältnis der Rippenaufstandsfläche F_R zur Mantelscherfläche F_S eingeführt [45]:

$$f_R = \frac{F_R}{F_S} \quad (2.3a)$$

$$= \frac{(\pi \cdot (d_k + a_R) - \sum e) \cdot a_R}{(\pi \cdot (d_k + 2 \cdot a_R) - \sum e) \cdot c_1} \quad (2.3b)$$

$$\approx \frac{(\pi \cdot d_s - \sum e) \cdot a_R}{\pi \cdot d_s \cdot c_m} \quad (2.3c)$$

$$\approx \frac{a_R}{c_m} \cdot 0,6 \quad (2.3d)$$

d_k Kerndurchmesser des Stabes

d_s Nenndurchmesser des Stabes

e Abstand der Rippen in Stabumfangsrichtung

c_1 lichter Abstand der Rippen in Stablängsrichtung

c_m mittlerer Abstand der Rippen in Stablängsrichtung

Die bezogene Rippenfläche f_R liegt für den heute handelsüblichen Betonstahl (BSt) 500 in Abhängigkeit vom jeweiligen Stahldurchmesser d_s zwischen 0,039 und 0,056 m.

Im Stahlbetonbau wird grundsätzlich zwischen dem Zustand I (ungerissener Querschnitt) und dem Zustand II (gerissener Beton) unterschieden. Ein Stahlbetonzugstab in verschiedenen Beanspruchungszuständen und die zugehörigen Spannungsverteilungen im Stahl σ_s bzw. Beton σ_c sind in Abbildung 2-1 dargestellt.

Im ungerissenen Querschnitt (*Zustand I*) wirkt die Spannung aus einer aufgebrachten Zugkraft in Abhängigkeit von der Steifigkeit zwischen Beton und Betonstahl über die gesamte Länge des Bauteils konstant. Mit zunehmender Beanspruchung bildet sich über die gesamte Bauteilhöhe ein erster Trennriss senkrecht zur Bewehrung aus (*Zustand II*). Der Riss entsteht durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit an der schwächsten Stelle im Querschnitt (z. B. Gefügestörungen durch ein Zuschlagskorn, Porenansammlungen, Kiesnester oder Mikrorisse). Im Riss geht die Betonspannung auf Null zurück. Die Spannungen werden durch die

Verbundwirkung in den Bewehrungsstahl eingeleitet, durch den Riss transportiert und anschließend wieder auf den Beton übertragen (Abbildung 2-1).

Über die Rippen werden Druckspannungen in die angrenzenden Betonkonsolen eingeleitet, die aus den Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton resultieren. Der Beton kann ein Vielfaches seiner einaxialen Zylinderdruckfestigkeit aufnehmen, da in den Betonkonsolen ein dreiaxialer Druckspannungszustand erzeugt wird (Kapitel 2.5). Die beschriebenen Druckspannungen treten radial um den Bewehrungsstab auf. Sie bilden im angrenzenden Beton einen Druckkegel, der gegen den Bewehrungsstab geneigt ist. Durch die Umlenkung entstehen Zugspannungen, die ringförmig um die Bewehrung verlaufen und bei Erreichung der Betonzugfestigkeit zur Rissbildung entlang des Stabes führen (siehe Abbildung 2-3, Tepfers 1979 [53]).

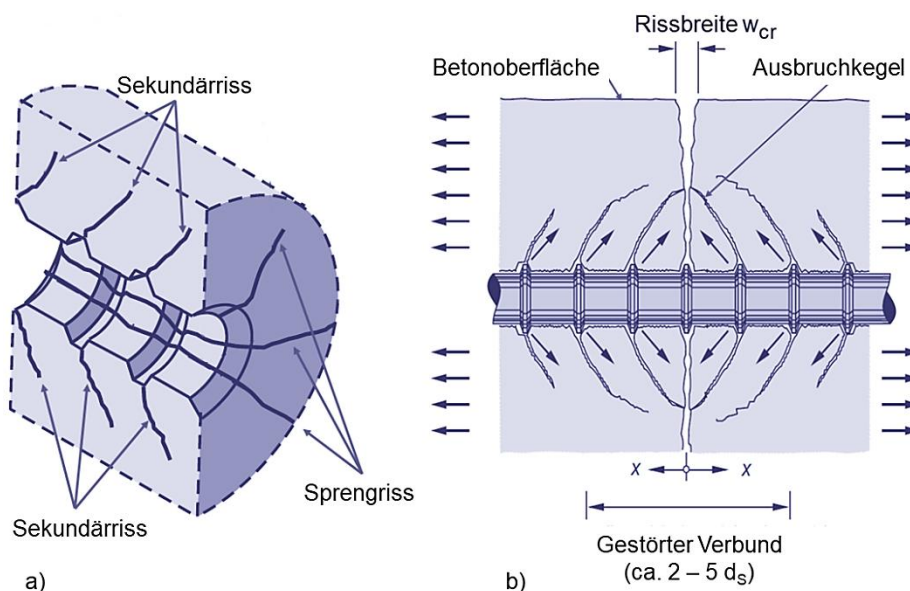


Abbildung 2-3: Verbundrisse und Verbundstörung im Beton.

Bei geringer Betondeckung kommt es zur Spaltung der Betonschale durch Längsrisse. Gleichzeitig kommt es zu einem schlagartigen Abfall der Verbundspannung. Die Verbundtragfähigkeit im Falle eines Sprengnisses ist abhängig von der Dicke der Betondeckung und einer eventuell vorhandenen Querbewehrung, die ein unkontrolliertes Öffnen des Spaltrisses verhindert. Die aus der Verbundwirkung der profilierten Bewehrungsstäbe resultierenden Risse werden unterteilt in

- Primärrisse
- Sekundärrisse und
- Längsrisse.

Bei höheren Verbundspannungen wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten. Im Bereich des Primärrisses bildet sich ein Ausbruchkegel, der die Übertragung der Verbundspannungen lokal begrenzt [45] (Abbildung 2-3, b).

2.3 Differentialgleichung für den Beton-Stahl-Verbund

Das differentielle Element eines Zugstabes nach Abbildung 2-4 ist das Grundelement eines bewehrten Stahlbetonbauteils. Mit den über den Stabumfang U_s wirkenden Verbundspannungen $\tau_b(s)$ müssen sich die Zugkraftdifferenzen von Beton und Bewehrung ausgleichen.

$$\tau_b(s) \cdot U_s \cdot dx = d\sigma_s \cdot A_s = -d\sigma_c \cdot A_c \quad (2.4a)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s} \quad (2.4b)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_c}{dx} = -\tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_c} \quad (2.4c)$$

Die Verschiebungsdifferenz zwischen Stahl und Beton ergibt an jeder Stelle den Schlupf zwischen Bewehrung und Beton.

$$s = u_s - u_c \quad (2.5)$$

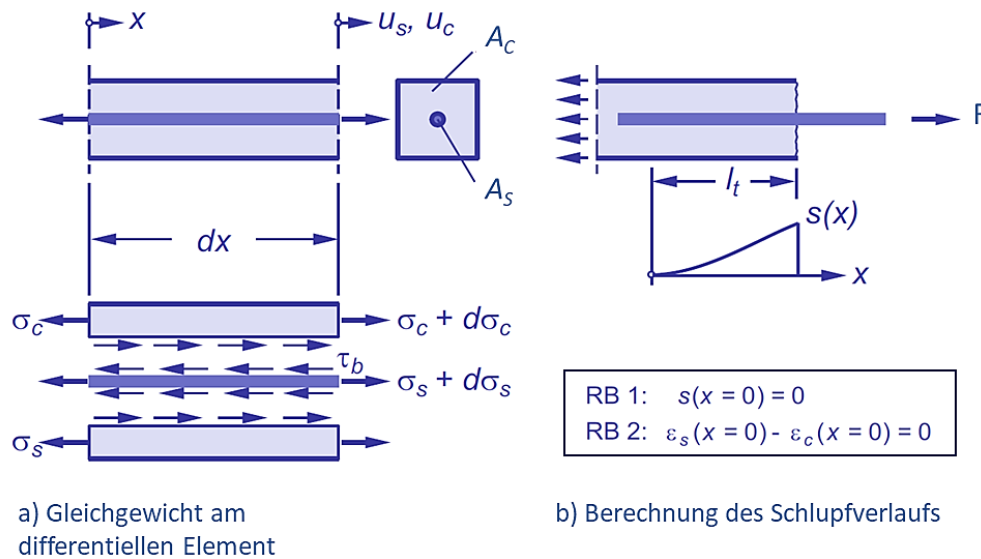


Abbildung 2-4: Differentielles Element- Zugstab [45].

Die Querschnittsflächen des Bewehrungsstahls und des Betons werden durch A_s und A_c beschrieben. Die relative Verschiebungsänderung zwischen Stahl $u_s(x)$ und Beton $u_c(x)$ über den Stababstand dx wird als Schlupf $\pm(x)$ bezeichnet und kann aus der Verformungsdifferenz der beiden Materialien nach Gleichung (2.6, a-c) berechnet werden. Unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens für Stahl und Beton ergibt sich aus Gl. (2.5) bei einmaliger Differenzierung nach x :

$$\frac{ds}{dx} = \frac{du_s}{dx} - \frac{du_c}{dx} \quad (2.6a)$$

$$= \varepsilon_s - \varepsilon_c \quad (2.6b)$$

$$= \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.6c)$$

Durch erneutes Differenzieren der Gleichung (2.6c), Einsetzen der Gleichungen (2.4b) und (2.4c) werden folgende Ansätze generiert:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{E_s A_s} + \tau_b \cdot \frac{U_s}{E_c A_c} \quad (2.7a)$$

$$\Rightarrow s'' - \tau_b(s) \cdot \left(\frac{U_s}{E_s A_s} + \frac{U_s}{E_c A_c} \right) = 0 \quad (2.7b)$$

Die Differentialgleichung (DGL) des Verschiebungsverbunds wird als Gleichung (2.7b) bezeichnet. Sie ist die mathematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen den Dehnungen, den Relativverschiebungen und den Spannungen des Verbunds. Aus der DGL können mit den Verbundgesetzen $\tau_b(s)$ und bekannten Randbedingungen Lösungen für Relativverschiebungen und Spannungen, z. B. an oder zwischen Rissen, abgeleitet werden (unter Berücksichtigung der in Abbildung 2-4 b dargestellten Randbedingungen für die Verankerung eines Bewehrungsstabes am Ende der Störungslänge l_t).

$$\tau_b(s) = \begin{cases} \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha & \text{für } 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{b,max} & \text{für } s_1 < s \leq s_2 \\ \tau_{b,max} - \frac{\tau_{b,max} - \tau_f}{s_3 - s_2} (s - s_2), & \text{für } s_2 < s \leq s_3 \\ \tau_f & \text{für } s_3 < s \end{cases} \quad (2.8)$$

Die DGL kann analytisch mit dem aufsteigenden Ast der τ_b - s -Beziehung nach Gleichung (2.8) gelöst werden. Mit diesem Ansatz werden der Koeffizienten C und den Exponenten n errechnet für:

$$s(x) = C \cdot x^n \quad (2.9)$$

$$C = \left[\frac{\tau_{b,max}}{s_1^\alpha} \cdot \left(\frac{U_s}{E_s A_s} + \frac{U_s}{E_c A_c} \right) \cdot \frac{(1 - \alpha)^2}{2 + 2\alpha} \right]^{1/(1-\alpha)}, \quad (2.10)$$

$$n = \frac{2}{1-\alpha} \quad (2.11)$$

Die Dehnungs- bzw. Spannungsverläufe in der Bewehrung und im Beton können auch angegeben werden, wenn der Verlauf der Relativverschiebungen $s(x)$ bekannt ist. Mit Gleichung (2.9) in Verbindung mit C und n können die Rissinitiiierungslängen und -breiten für den Einzelrisszustand berechnet werden (Zilch und Zehetmaier 2006 [45]). Aufgrund der im

Allgemeinen wesentlich größeren Dehnsteifigkeit $E_c A_c$ wird häufig $U_s / (E_c A_c) = 0$ angesetzt, d. h. der Einfluss der Betondehnungen auf die Bewehrungsbetonverschiebungen wird vereinfachend vernachlässigt [54], [55], [52].

2.4 Einflussparameter zum Verbund Stahl-Beton bei einer statischen Belastung

Die Ermittlung und Beschreibung der maximal übertragbaren Spannungen zwischen Stahl und Beton als Funktion der relativen Verschiebungen (\pm) wird aufgrund der Komplexität der Verbundwirkung nicht ausreichend gerecht. Verschiedene Parameter, welche die Verbundfestigkeit und -steifigkeit zwischen Bewehrungsstab und umgebendem Beton qualitativ und quantitativ beeinflussen, wurden von einer Reihe von Wissenschaftlern identifiziert [56], [57], [58].

König & Tue 1998 [59] oder Keuser 2009 [60] nennen die wichtigsten Einflussparameter. Diese sind für den Verbund bei statischer, dynamischer und hochdynamischer Beanspruchung:

- die Betonierrichtung bei der Herstellung des Bauteils
- die Betondruckfestigkeit
- die vorhandene Betondeckung
- die Lage des Bewehrungsstahls beim Betonieren
- der Durchmesser der eingebauten Bewehrung
- die Geometrie der Betonstahlrippen bzw. die bezogene Rippenfläche
- der Querdruck oder Querkraft senkrecht zur Bewehrung
- die Risse im Beton längs und quer zur Bewehrungsachse.

Detaillierte Forschungsergebnisse mit verschiedenen experimentellen, theoretischen und numerischen Untersuchungen zur Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zwischen Bewehrungsstahl und Beton können ggf. der angegebenen Literatur entnommen werden.

2.5 Mehraxiales statisches Materialverhalten von Beton

In der Praxis stellt eine rein einachsige Beanspruchung in vielen Fällen nur eine Näherung dar, die den tatsächlichen Spannungsverhältnissen im Bauteil nur bedingt gerecht wird. Die Spannungsverhältnisse in den zwei bzw. drei Hauptebenen charakterisieren im Wesentlichen das mehrachsige Materialverhalten von Beton. Bei mehrachsiger Beanspruchung werden unbewehrter und bewehrter Beton hinsichtlich der Rissbildung naturgemäß unterschiedlich beeinflusst.

Erreichen die Zugspannungen die Betonzugfestigkeit, reißt unbewehrter Beton in zwei Teile und ist danach nicht mehr in der Lage Zugkräfte aufzunehmen. Bei Stahlbeton hingegen wird die Zugkraft nach der Rissbildung vom Beton auf die Bewehrung übertragen. Die Bewehrung verhindert ein unkontrolliertes Aufreißen der Risse und ermöglicht so die weitere Kraftübertragung über die Risse. Zum biaxialen und triaxialen Materialverhalten von Beton

liegen in der Literatur eine Vielzahl von Versuchsergebnissen vor. Eine ausführliche Zusammenfassung zum Verhalten von Normalbeton unter biaxialer Beanspruchung findet sich z. B. in Speck 2007 [61].

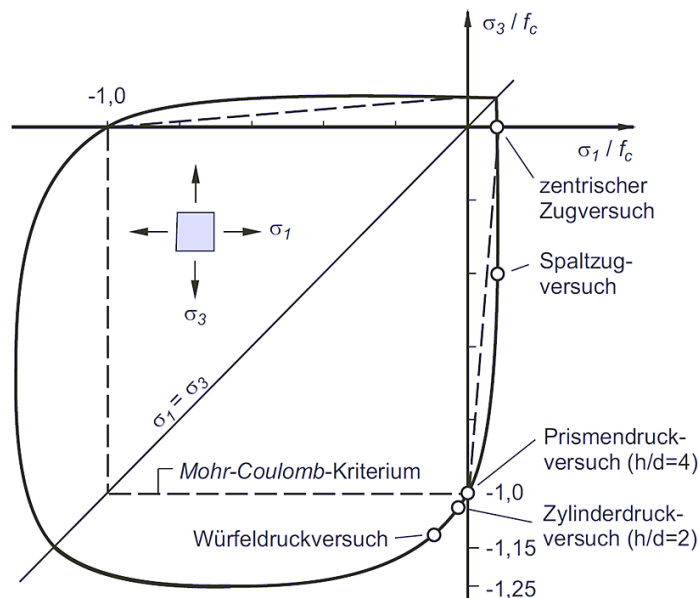


Abbildung 2-5: Verhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Bruchspannungskurve für den biaxialen Spannungszustand nach [62], [45].

Bei mehrachsigen Spannungszuständen wird in der Regel eine Versagensfläche definiert. Diese wird im zweidimensionalen Raum durch die Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und im dreidimensionalen Raum zusätzlich durch σ_3 aufgespannt. Die Einzelspannungen ergeben sich aus den äußeren Lasten in den jeweiligen Betrachtungsebenen. Innerhalb dieses Versagensbereiches kann der Werkstoff alle Spannungszustände aufnehmen. Die Spannungs-kombinationen an den Grenzflächen führen zum Versagen des Betons (Modellcode Kupfer & Hilsdorf [62], [63]). Ähnliche Ergebnisse liefern Untersuchungen aus der Literatur zum triaxialen Materialverhalten [64]. Auch hier wird die Festigkeit durch eine durch die drei Hauptspannungen definierte Versagensfläche beschrieben (siehe Abbildung 2-6).

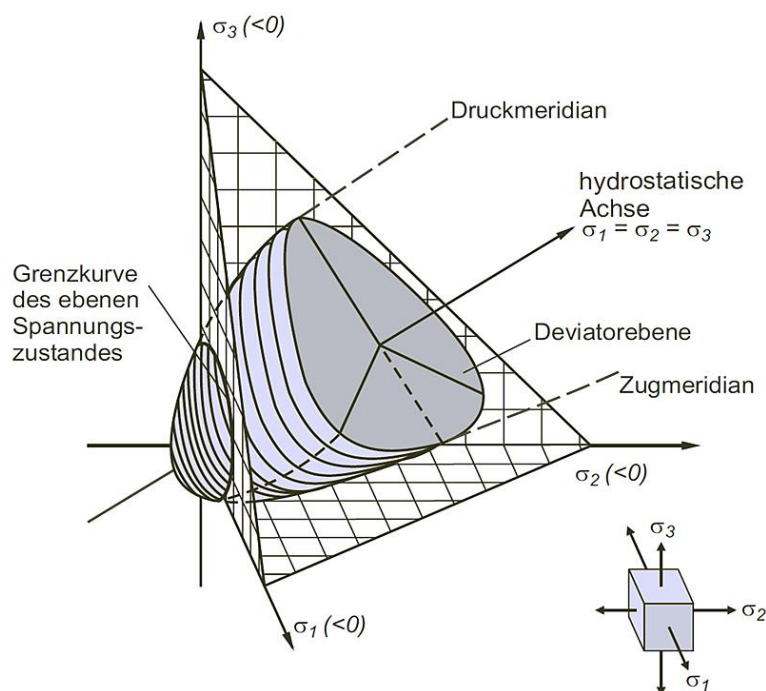


Abbildung 2-6: Verhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Bruchspannungsfläche bei triaxialer Beanspruchung nach [62], [45].

Die Deviatorebenen liegen senkrecht zur hydrostatischen Achse ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Der ebene Spannungszustand wird durch die Schnittfläche des nicht rotationssymmetrischen Körpers mit der durch σ_1 und σ_3 aufgespannten Ebene beschrieben. Der dreiaxige Spannungszustand behindert die Querdehnung und damit die zum Versagen führende Rissbildung in allen drei Hauptrichtungen. Dies hat zur Folge, dass der Beton im Vergleich zum ein- oder zweiachsigen Spannungszustand um ein Vielfaches höhere Spannungen aufnehmen kann.

2.6 Stahlfasern und Faserbeton

Fasern werden alternativ oder ergänzend zum Betonstahl eingesetzt, um die Reißigenschaften, das Energieabsorptionsvermögen oder die Reduzierung von Kriech- und Schwindverformungen im Beton zu verbessern. Hierfür haben sich vor allem Stahl-, Glas- und Polymerfasern (Kunststoffe) sowie Carbonfasern bewährt. Die Anforderungen an die Fasern und ihre Anwendung sind in der DIN EN 14889 [65], [66] geregelt. Stahlfasern sind die bei der Betonherstellung am häufigsten verwendeten Fasern. Ihre Eigenschaften hängen stark vom Herstellungsverfahren, den Abmessungen sowie der Form ab. Stahlfasern zeichnen sich u. a. durch eine hohe Zugfestigkeit und ein hohes Elastizitätsmodul aus [67], [68], [69], [70], [71].

Im Einzelnen hängt die Wahl der Faser-Beton-Kombination von den gewünschten Eigenschaften ab. Ziel ist vor allem die Verbesserung des Nachbruchverhaltens des Betons für die in dieser Forschungsarbeit im Vordergrund stehende Tragfähigkeit [72]. Die in die Betonmatrix eingebetteten Fasern dienen der Einstellung eines homogenen Spannungsflusses und vor allem der Übertragung von Zugkräften nach Rissbildung über den

Riss hinweg. Dies führt bei ausreichendem Verbund zwischen Fasern und Beton zu einer kontrollierten Rissöffnung und damit zu einem duktileren Versagen im Vergleich zu faserfreiem Beton [70], [73], [74] (siehe, Abbildung 2-7 b).

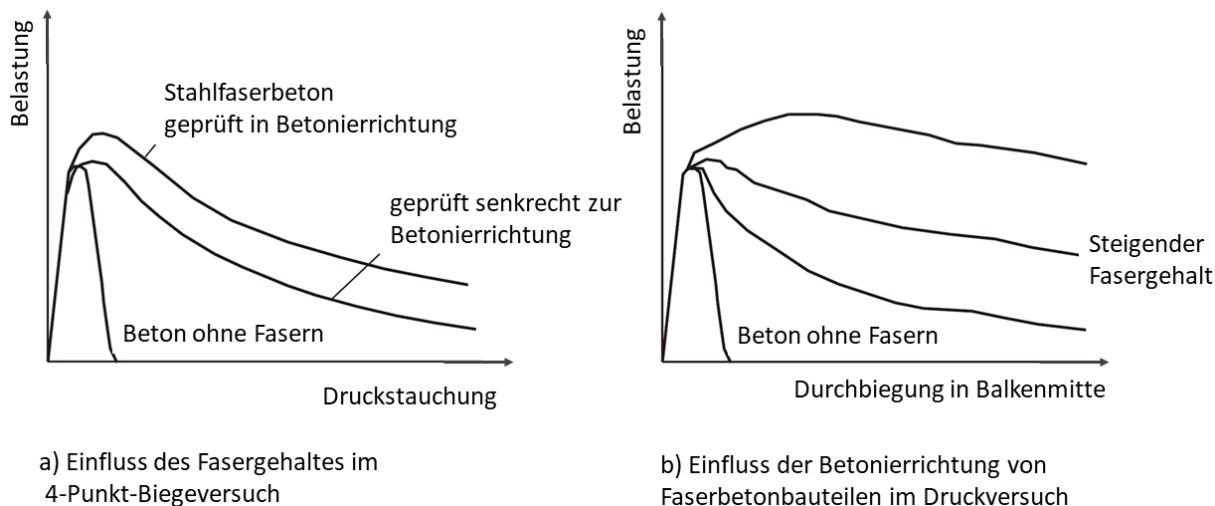


Abbildung 2-7: Einflussparameter auf Stahlfaserbetoneigenschaften nach [75], [76], [77], [73].

Durch die Anordnung von Endverankerungen, die Profilierung der Faseroberfläche oder die Optimierung der Fasergeometrie (gewellte, gedrehte Fasern etc.) wird ein Formschluss erreicht. Bei glatten, geraden Fasern ohne Endverankerungen kann nur der Haft- und Reibschluss aktiviert werden. Auf diese Weise können höhere Verbundkräfte und damit ein höherer Auszieh Widerstand erreicht werden [70]. Das Versagen des Verbundes erfolgt in Abhängigkeit von den Fasereigenschaften durch Faserausrisse oder Faserbruch. Die Verbundmechanismen sowie weitere wichtige Aspekte wie Wirkungsgrad, Orientierung und Dosierung der Stahlfasern werden in [67], [68], [69] und [70], [71], [78] ausführlich behandelt (siehe Abbildung 2-7, a). Faserbeton weist im Vergleich zu faserfreiem Beton im ungerissenen Zustand in der Regel ein unverändertes Tragverhalten auf. Unter Druckbeanspruchung ist in der Regel nur mit einer geringen Festigkeitssteigerung zu rechnen. Dagegen kann die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Fasereffizienz um bis zu 50 % gesteigert werden [71]. Die Fasereffizienz wird im Wesentlichen durch den Fasergehalt V_f und die Faserschlankheit L/d bestimmt. Faserbetone zeichnen sich unabhängig vom Lastfall durch ein erhöhtes Verformungsvermögen aus. Dies gilt insbesondere für den Nachrissbereich. Eine Erhöhung der Bruchverformung um bis zu 30 % kann festgestellt werden [70].

Unter dynamischer Beanspruchung tritt bei Faserbeton, wie auch bei faserfreiem Beton, der Dehnrateneffekt auf. Mit zunehmender Dehnrates $\dot{\epsilon}$ ändern sich bestimmte Materialeigenschaften. Eine deutliche Verbesserung der Zugfestigkeit gegenüber dem statischen Wert geht aus den Versuchsergebnissen hervor (Abschnitt 2.10).

2.7 Faserverstärkter Stahlbeton

Stahlfaserbewehrter Beton oder Stahlfaserbeton besitzt alle Vorteile des Stahlbetons [38]. Darüber hinaus ergeben sich einige Verbesserungen durch den Einsatz von Stahlfasern. Grundsätzlich ist eine Verbesserung des Verbundverhaltens und der Duktilität zu erwarten [12], [79], [80], [81], [82], [83]. Besonders deutlich ist die Erhöhung der Sprengwiderstände. Die eingebetteten Fasern tragen ebenso wie der Bewehrungsstahl zur Lastübertragung zwischen den sich ausbildenden Rissufern bei. Dies führt zusätzlich zu einer Erhöhung der Festigkeiten und zu einer Verbesserung des Verbundverhaltens des Betons. Der Verbund erfährt bei gleicher Belastung geringere Verformungen als reiner Stahlbeton. Hinsichtlich der dynamischen Beanspruchung erweist sich die Zugabe von Fasern zum Stahlbeton als vorteilhaft. Durch die Stahlfasern wird der Gefügeverbund des Betons deutlich erhöht. Dies kommt dem Widerstand gegen Scabbing- und Spalling-Effekten (Abplatzungen, Penetrationen etc.) zugute (vgl. Kapitel 5).

Bei der Entwicklung des Faserbetons stand zunächst das Ziel im Vordergrund, dass die dreidimensionale Faserverteilung Zugspannungen in beliebiger Bauteilrichtung aufnehmen kann. Das Verbundverhalten zwischen Faser und Beton ist sehr komplex und wird durch folgende Parameter beschrieben, die Einfluss auf die Kräfte und Spannungen haben: Faserabmessungen, Fasergeometrie, Materialparameter, Dosierung, räumliche Verteilung in der Betonmatrix (Faserverteilung und Faserorientierung), Einfluss der Faserform auf die Kraftübertragung. Detaillierte Angaben zu den oben genannten Einflussparametern finden sich in [67], [69], [84], [85].

2.8 Dynamisches Werkstoffverhalten von Beton

Dieser Abschnitt behandelt die Belastungsgeschwindigkeit für die Druck- und Zugfestigkeit von Beton und Stahlfaserbeton. Um die Belastungsgeschwindigkeit zu charakterisieren und zu definieren, wird häufig die Verzerrungsrate $\dot{\varepsilon}$ als Ableitung der Materialverzerrung über der Zeit oder die Spannungsrate $\dot{\sigma}$ als Ableitung der Spannung über der Zeit verwendet (Gl. 2.12). Die Bemessungskennwerte von Beton und Stahl unterscheiden sich jedoch deutlich zwischen statischer und dynamischer Beanspruchung und sind daher stark von der auftretenden Verzerrungsrate abhängig [86]:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2.12)$$

mit

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (2.13)$$

Beton weist mit zunehmender Verzerrungsrate eine signifikante Festigkeitszunahme auf. Zur Untersuchung dieser Festigkeitszunahme wurde in der Vergangenheit eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Ein Großteil dieser Versuchsergebnisse zur einaxialen Druckfestigkeit von Reinbeton ist in der Veröffentlichung von Bischoff & Perry 1991 [87] zusammengefasst. Für die experimentelle Untersuchung des Materialverhaltens von Beton bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten hat sich der Einsatz einer SHB als besonders geeignet erwiesen. Ergebnisse mit hydraulischen Prüfmaschinen (bis ca. $\dot{\epsilon} = 1 \cdot s^{-1}$) oder Fallanlagen (bis ca. $\dot{\epsilon} = 10 s^{-1}$) sind ebenfalls dokumentiert.

Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 2-8 zusammengefasst. Das Diagramm beschreibt in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Verformungsrate $\dot{\epsilon}$ die relative Zunahme der Betondruckfestigkeit als Quotient aus dynamischer und statischer Festigkeit. Die dokumentierten Versuche bis zu einer maximalen Verformungsgeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 10^2 s^{-1}$ ergaben Festigkeitssteigerungen bis zu einem Faktor von etwa 2,3. Höhere Dehnraten bis $\dot{\epsilon} = 10^2 s^{-1}$ wie sie z. B. bei Schuss-, Stoß- oder Detonationsbelastungen auftreten, sind experimentell schwer zu erfassen, da bei Dehnraten in diesem Bereich nicht mehr von einem homogenen Spannungszustand im Werkstoff ausgegangen werden kann (Larcher 2006) [88]. Es gibt eine Reihe von Annahmen über das Verhalten von Beton bei Verformungsgeschwindigkeiten $> 10^2 s^{-1}$. Dabei handelt es sich um Postulate, da eine empirische Untermauerung mit Versuchswerten nicht möglich ist.

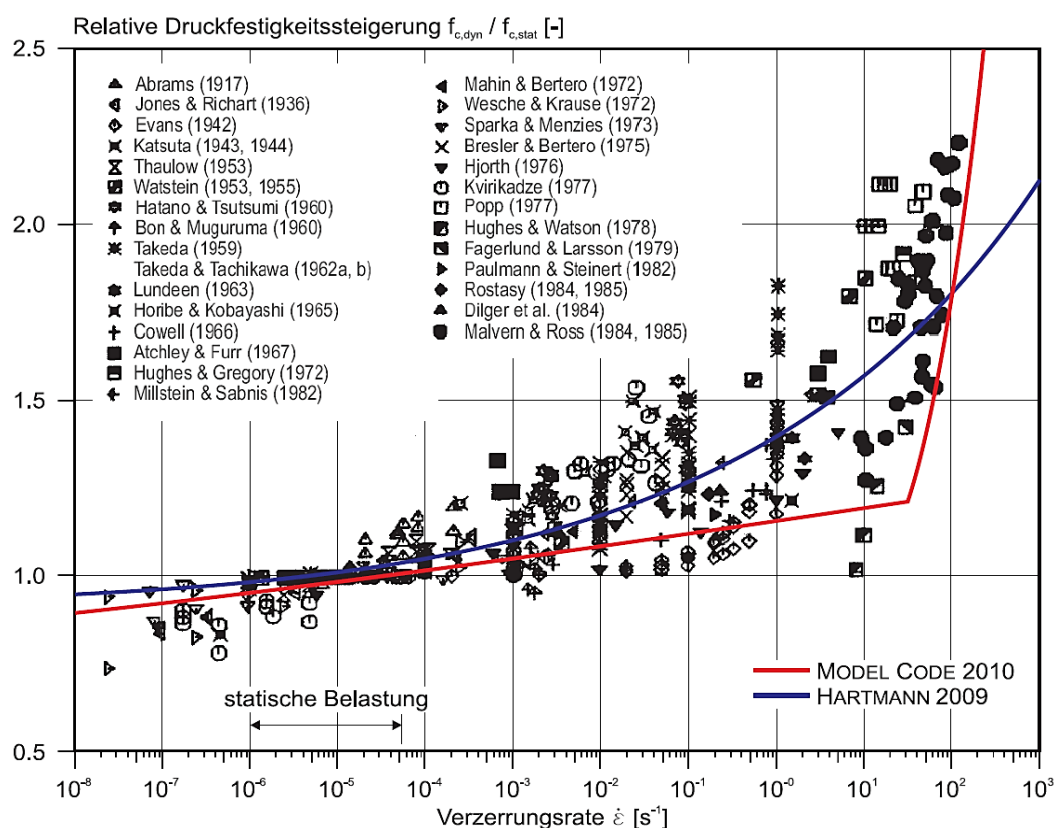


Abbildung 2-8: Ergebnisse von Versuchen zur Druckfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate nach [87], [8].

Grundsätzlich steigt die Betondruckfestigkeit bis $\dot{\epsilon} = 10^{-1} s^{-1}$ nahezu linear an, während für höhere Verzerrungsgrade aufgrund der Versuchsergebnisse in Abbildung 2-8 ein exponentieller Anstieg angenommen werden kann.

Die Zugfestigkeit des Betons verhält sich bei hohen Verformungen ähnlich wie die Druckfestigkeit. Es ist eine Festigkeitszunahme in Abhängigkeit von $\dot{\epsilon}$ zu beobachten, wobei die relative Zunahme noch ausgeprägter ist. Abbildung 2-9 fasst einen Großteil dieser Ergebnisse in einem Diagramm zusammen. Die relative Zunahme der Druckfestigkeit ist als Verhältnis der dynamischen zur statischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der logarithmischen Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}$ dargestellt.

Wie in Abbildung 2-9 gezeigt wird, steigt die Zugfestigkeit bis zu einem Verzerrungsgrad von etwa $\dot{\epsilon} = 5 s^{-1}$ scheinbar nahezu linear mit geringer Steigung an, danach ist ein wesentlich stärkerer Anstieg der relativen Zugfestigkeit zu verzeichnen.

Über das Festigkeitsverhalten von Beton bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten und mehrachsiger Beanspruchung liegen nur wenige experimentelle Daten vor. Eine experimentelle Untersuchung ist grundsätzlich schwierig, da dynamische bzw. hochdynamische Beanspruchungen mehrachsig synchronisiert werden müssen.

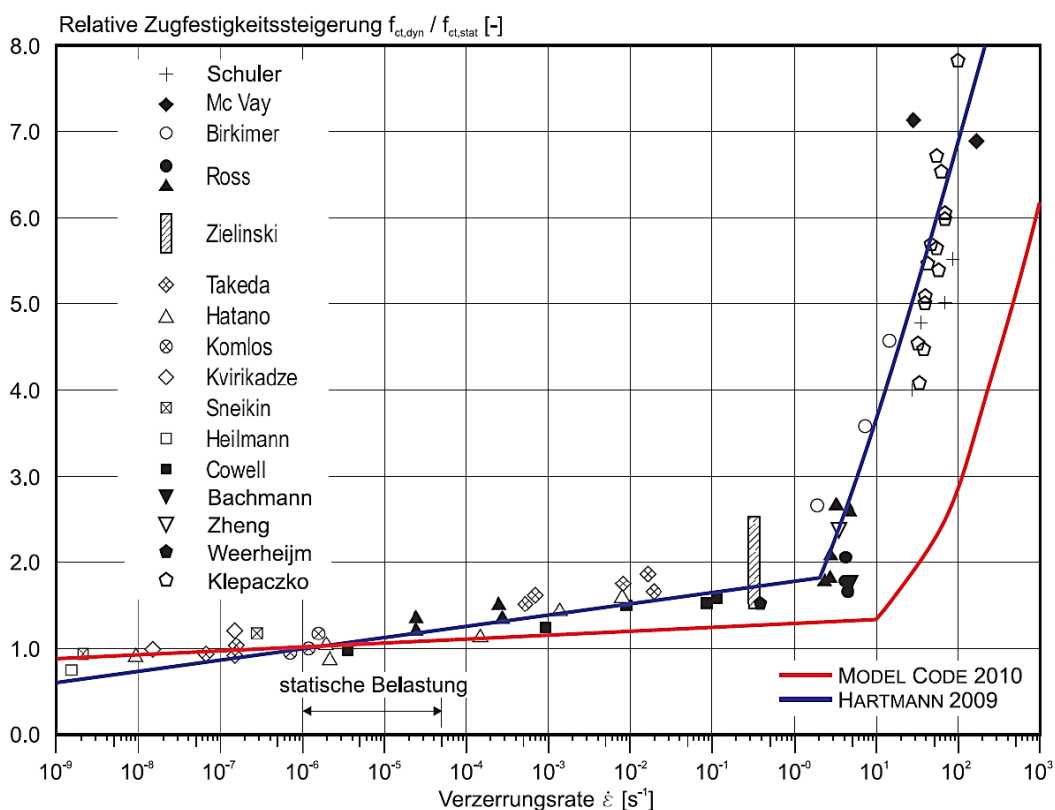


Abbildung 2-9: Versuchsergebnisse von verschiedenen Autoren zur Betonzugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}$ [8].

2.9 Dynamisches Verhalten von Betonstahl

Betonstahl ist ein nahezu homogener Werkstoff mit richtungsunabhängigem Materialverhalten. Das Materialverhalten wird durch ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm nach DIN 1045-1 [89] beschrieben. Die Spannungs-Dehnungs-Diagramme werden durch die wesentlichen Werkstoffkennwerte des Betonstahls wie Elastizitätsmodul, Streckgrenze, Zugfestigkeit, Dehnung und die Werkstoffduktilität bestimmt.

Die hohe Zugfestigkeit und die hohe Duktilität des Stahls haben einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten und schließen ein schlagartiges Versagen des Bauteils durch Spröbruch ohne Vorankündigung aus. Die auftretenden Beanspruchungsgeschwindigkeiten und damit die Verzerrungsraten hängen wie beim Beton auch beim Stahl von verschiedenen Materialparametern ab. Nachfolgend werden die wesentlichen Werkstoffkennwerte von Betonstahl aus statischer und dynamischer Sicht beschrieben. In DIN 488 Teil 1 [90], Teil 4 [91] und Teil 7 [92] sind die in Deutschland zugelassenen Bewehrungen aufgeführt. In der Norm DIN 488-2 [93] sind die lieferbaren Stabstähle mit den jeweiligen technischen Daten aufgeführt.

Das dynamische Verhalten metallischer Werkstoffe wurde bisher vor allem im Maschinenbau untersucht. Ähnlich wie Beton zeigt auch Stahl bei dynamischer Beanspruchung Festigkeitssteigerungen [94], [95], [96].

Um einen möglichst hohen Widerstand eines Stahlbetonbauteils gegen dynamische bzw. hochdynamische Beanspruchungen zu gewährleisten, ist eine hohe Gesamtduktilität der Konstruktion, d.h. ein möglichst hohes Verformungsvermögen, zwingend erforderlich. Ein ausreichend hohes Verformungsvermögen ermöglicht es Energie aus hochdynamischen Beanspruchungen in Form von plastischen Verformungen abzubauen.

Verschiedene Autoren, die z. B. den Einfluss der Duktilität von Brückenpfeilern unter Erdbebeneinwirkung untersucht haben, wie Romani und Richter 2006 [97], Mayrhofer 2006 [98], Dittrich et al. 2006 [99], Landmann et al. 2006 [100], Mangerig et al. 2006 [101] und Ramm et al. 2005 [102], weisen in ihren Arbeiten auf die Bedeutung der Duktilität und des Verformungsvermögens von Stahlbetontragwerken unter Hochgeschwindigkeitseinwirkung hin.

2.10 Positiver Einfluss von Stahlfasern auf die dynamischen Materialkennwerte bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten (Split-Hopkinson-Bar)

Ein besseres Verständnis des Wellendurchgangs bei der dynamischen Spallationskonfiguration und den Spaltzugversuchen kann einen Beitrag zur einfacheren Charakterisierung von Beton und Stahlfaserbeton bei der Belastung unter Kontaktdetonation liefern. Die Wirkung der Verzerrungsrate auf die dynamischen Eigenschaften von Stahlfaserbeton wird durch Versuche am SHB untersucht. Die dynamischen Spallations- und Spaltzugversuche im Split- Hopkinson- Bar (SHB-Versuche) wurden an der GWT-TUD GmbH in Dresden durchgeführt.

Für die Spallations- und Spaltzugversuche wurden 168 Probekörper hergestellt und geprüft (Abbildung 2-10). Zusätzlich wurden ca. 250 Betonprobekörper (Würfel, Zylinder, Balken, Prismen) für die Ermittlung der statischen Materialkennwerte (Druckfestigkeit, E-Modul, Spaltzugfestigkeit) hergestellt. Die Versuchsmatrix der SHB-Versuche ist in Tabelle 2-1 dargestellt. Die geometrischen Anforderungen der Probekörper werden durch die Versuchsanordnung vorgegeben. Für SHB-Versuche werden zylindrische Probekörper ($d = 50 \text{ mm}$) mit planparallelen Stirnflächen verwendet. Die Länge der Spallationsproben beträgt ca. 470 mm und dient dazu möglichst lange Belastungswellen überlagerungsfrei in den Probekörper einzuleiten, so dass genügend Energie zur Trennung der faserbewehrten Proben zur Verfügung steht.

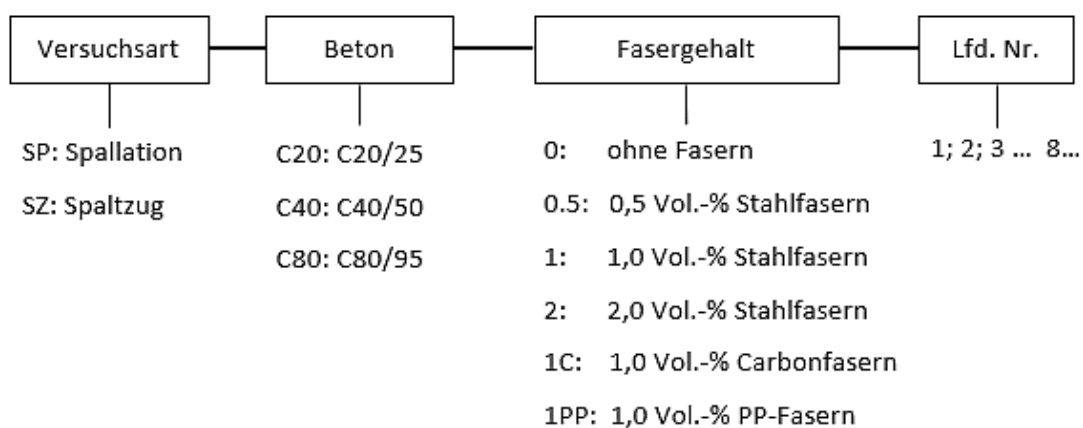


Abbildung 2-10: Spallationsprobe (links) und Spaltzugprobe (rechts).

Tabelle 2-1: Versuchsmatrix.

Beton	Fasertyp	Fasergehalt [Vol.-%]	Spallation		Spaltzug	
			Geometrie	Anzahl	Geometrie	Anzahl
C20/25	Stahl	0	Zylinder; L ~ 470 mm, d = 50 mm, Kerbung (optional)	Je 8, davon 4 gekerbt und 4 ungekerbt	Zylinder; L = 40 mm, d = 50 mm	Je 8
		0,5				
		1				
		2				
C40/50	Stahl	0				
		0,5				
		1				
		2				
C80/95	Stahl	0				
		0,5				
		1				
		2				
C40/50	Carbon	1				
	PP	1				

Die folgende Probenbezeichnung wurde verwendet, um eine eindeutige Zuordnung zu ermöglichen:



z. B.: SP-C20-2-8: Spallationsversuch (Nr. 8) einer C20/25-Probe mit 2,0 Vol.-% Stahlfasern.
SZ-C40-1PP-6: Spaltzugversuch (Nr. 6) einer C40/50-Probe mit 1,0 Vol.-% PP-Fasern.

Für die Spallationsversuche wurden Zylinderproben mit den folgenden Charakteristika hergestellt und geprüft:

- **Stahlfasern Typ:** DRAMIX [103] (C20/25 & C30/37) und KrampeHarex [104] (C80/95) (Tabelle 2-2, Abbildung 2-11), Fasergehalte: 0/0,5/1,0 und 2,0 Vol.-%. Gemäß dem Datenblatt der DRAMIX-Fasern sind die angegebenen Gebrauchseigenschaften nur bis zu einer Festigkeitsklasse C70/85 ausgelegt. Aus diesem Grund wurden für die Proben der Festigkeitsklasse C80/95 die KrampeHarex-Stahlfasern verwendet.
- **Alternative Fasertypen:** PP- [105] und Carbonfasern [106] (Tabelle 2-2, Abbildung 2-11), Fasergehalt: 1,0 Vol.-%, Betongüte: C40/50.

Detaillierte Angaben zu den Prüfkörpern, der Versuchsanordnung und den verwendeten Messgeräten finden sich in [107], [17], [108].



Abbildung 2-11: Fasertypen- Stahlfasern: a) Dramix 4D und b) KrampeHarex, c) Carbonfasern und d) PP-Fasern.

Tabelle 2-2: Faserarten.

Faser	Länge [mm]	Durchmesser [mm]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
Dramix 4D (Stahl)	35	0,55	1.850	200.000
KrampeHarex (Stahl)	35	0,55	2.000	210.000
MasterFiber 236 (PP)	29	0,75	469	4.000
DURA (Carbonfaser)	12	0,007	4.000	240.000

2.10.1 Dynamischer Elastizitätsmodul

Ausgangspunkt für die Bestimmung des dynamischen E-Moduls waren die Aufzeichnungen der DMS. Aus dem bekannten Abstand der beiden DMS-Messstellen ΔL_{DMS} von 200 mm kann mit Hilfe des Zeitversatzes Δt der Wellenzüge die Körperschallgeschwindigkeit durch die Probe c ermittelt werden (Details in [108]):

$$c = \frac{\Delta L_{DMS}}{\Delta t} \quad (2.14)$$

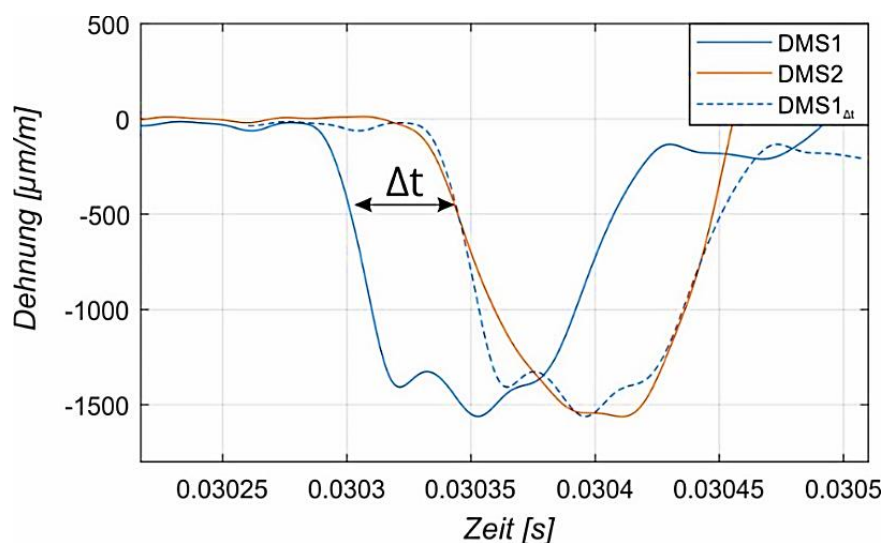


Abbildung 2-12: Gemessene Dehnungen der DMS 1 und 2.

Das dynamische E-Modul berechnet sich aus der ermittelten Körperschallgeschwindigkeit und der Dichte der Probe ρ (siehe Ergebnisbericht GWT-TUD [108]):

$$E = c^2 \cdot \rho \quad (2.15)$$

In Tabelle 2-3 sind die Schallgeschwindigkeiten und die Elastizitätsmodule als Mittelwerte angegeben und in Abbildung 2-13 in ihren Einzelwerten grafisch dargestellt.

Tabelle 2-3: Mittelwerte der Schallgeschwindigkeiten c in [m/s] und der dynamischen Elastizitätsmoduln E in [N/mm²] [108].

Fasergehalt Beton	0 Vol.-%		0,5 Vol.-%		1,0 Vol.-%		2,0 Vol.-%	
	c	E	c	E	c	E	c	E
C20	3.650	31.084	3.714	33.129	3.755	34.201	3.642	33.098
C40	3.751	31.108	3.744	31.065	3.782	32.057	3.737	32.451
C80	4.207	43.486	4.255	44.626	4.266	45.707	4.364	48.698
C40 C	-	-	-	-	4.150	40.743	-	-
C40 PP	-	-	-	-	4.263	42.915	-	-

Mit zunehmendem Fasergehalt ist ein leichter Anstieg des dynamischen E-Moduls festzustellen. Dies kann zum Teil durch die höhere Dichte der stahlfaserbewehrten Betone erklärt werden und wurde auch bereits in statischen Untersuchungen beobachtet [109]. Die absolute Standardabweichung ist mit bis zu 3.000 N/mm² hoch.

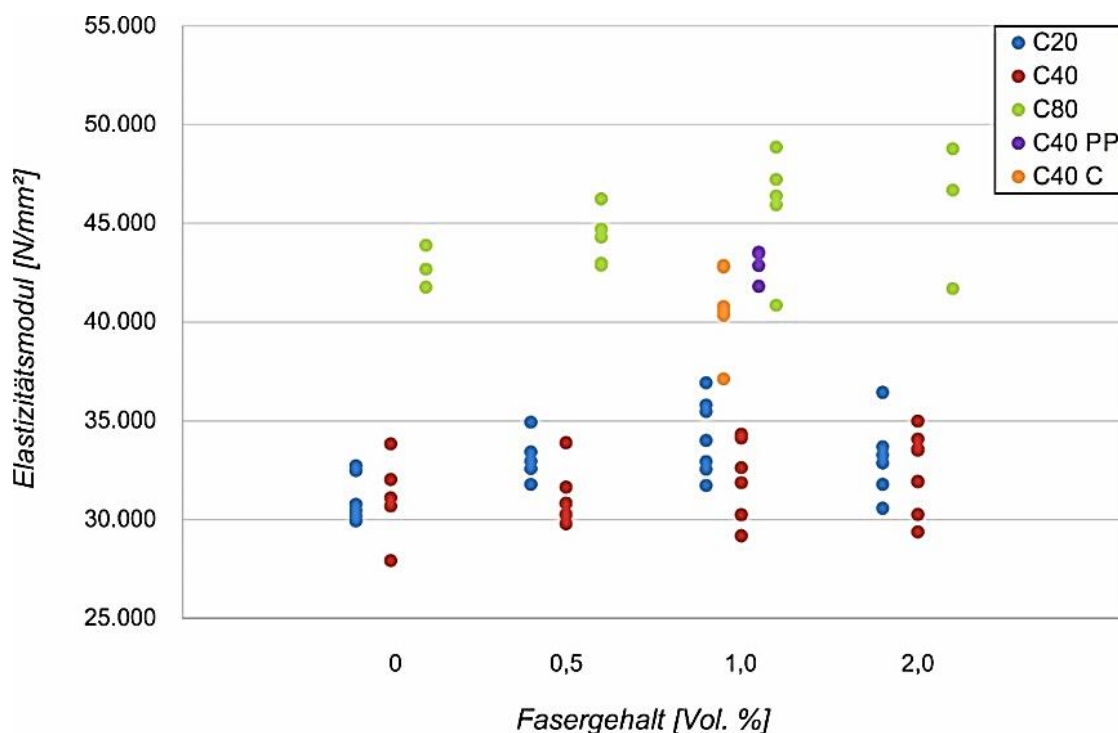


Abbildung 2-13: Ermittelte Elastizitätsmodule in Abhängigkeit des Fasergehaltes (versetzte Anordnung zur besseren Übersichtlichkeit) [108].

2.10.2 Dynamische Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit der Probe f_t wird aus der Änderung der Partikelgeschwindigkeit, der sogenannten Pull-back-Geschwindigkeit v_{pb} , an der freien Probenstirnfläche *Freeend* (siehe Abbildung 2-14) bestimmt [40], [110]. Dazu kam ein Extensometer zum Einsatz, welches die Verschiebung dieser Oberfläche zeitlich erfasste und durch deren Ableitung die Partikelgeschwindigkeit bestimmt werden kann (siehe Ergebnisbericht GWT-TUD [108]):

$$f_t = \frac{1}{2} \cdot c \cdot \rho \cdot v_{pb} \cdot \frac{A}{A_n} \quad (2.16)$$

Der Faktor A/A_n beschreibt das Verhältnis aus der Querschnittsfläche der Probe zur Querschnittsfläche in der Kerbe (falls das Versagen in der Kerbe aufgetreten ist). Konnte im jeweiligen Versuch keine Körperschallgeschwindigkeit bestimmt werden, wurde hierzu der Mittelwert der jeweiligen Probenkonfiguration verwendet. Die dazugehörige Dehnrates $\dot{\epsilon}$ ergibt sich aus der gemessenen Partikelgeschwindigkeit v am *Freeend*:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{dv}{2 \cdot c \cdot dt} \quad (2.17)$$

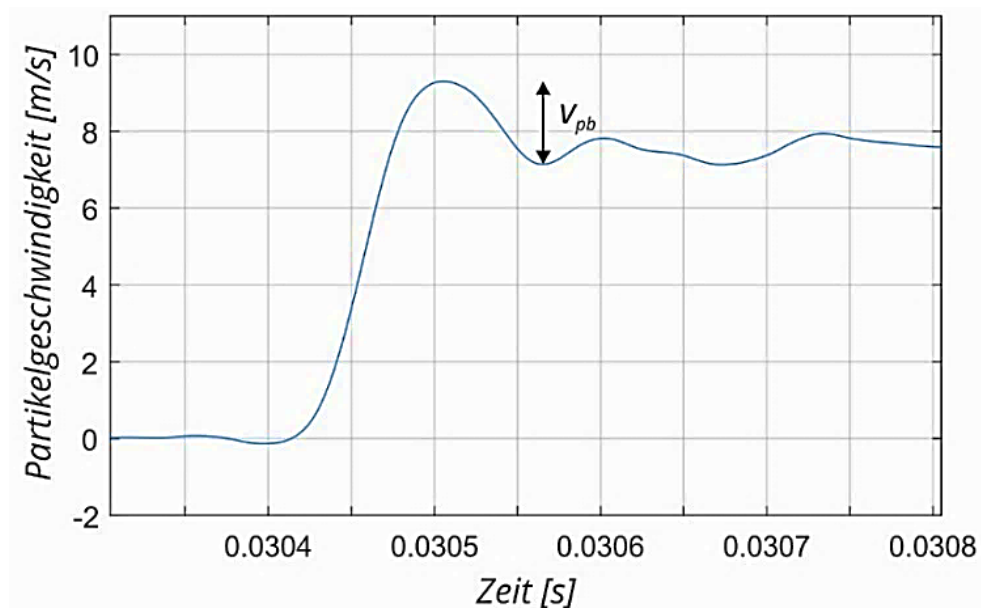


Abbildung 2-14: Partikelgeschwindigkeit am Freend aus Extensometermessung [108].

In Tabelle 2-4 sind die Mittelwerte der berechneten Zugfestigkeiten angegeben. Die Werte in Klammern entsprechen den Zugfestigkeiten der gekerbten Proben mit dem Versagen innerhalb des Kerbbereiches (gekerbte Proben mit Versagen außerhalb des Kerbbereiches werden den normalen Werten zugeordnet).

Tabelle 2-4: Mittelwerte der Zugfestigkeiten f_t in $[N/mm^2]$ und dazugehörige Dehnrate $\dot{\epsilon}$ in $[1/s]$; Werte in Klammern entsprechen gekerbten Proben mit Versagen im Kerbbereich [108].

Fasergehalt Beton	0 Vol.-%		0,5 Vol.-%		1,0 Vol.-%		2,0 Vol.-%	
	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$
C20	9,03 (12,41)	19,4	8,77 (10,47)	15,9	9,24 (12,85)	19,4	9,02 (12,20)	18,7
C40	6,67 (11,18)	15,1	7,60 (13,67)	21,1	9,12 (11,03)	17,3	8,13 (12,57)	22,4
C80	13,18 (22,12)	20,9	14,05 (26,08)	25,7	15,62 (23,41)	28,3	16,86 (24,34)	24,7
C40 C	-	-	-	-	9,68 (17,07)	18,0	-	-
C40 PP	-	-	-	-	10,20	20,9	-	-

In Abbildung 2-15 sind die berechneten Zugfestigkeiten in ihren Einzelwerten grafisch dargestellt. In der Versuchsreihe des C40/50 PP konnte keine Zugfestigkeit an den gekerbten Proben ermittelt werden, da das Primärversagen stets außerhalb des Kerbbereiches eingetreten ist. Aufgrund der erhöhten Belastungsgeschwindigkeit (Dehnraten im Bereich von 15 bis 25 s^{-1}) ist außerdem eine deutliche Festigkeitssteigerung gegenüber der statischen

Beanspruchung ersichtlich (Dehnrateneffekt) [111], [112], [113]. Diese beträgt je nach Probenkonfiguration das Zwei- bis Fünffache der statischen Betonzugfestigkeit. Die höhere Zugfestigkeit von gekerbten gegenüber ungekerbten Probekörpern wurde u.a. bereits in [114] beobachtet. Nach [115] ist die Ermittlung der dynamischen Zugfestigkeit an ungekerbten Probekörpern zu bevorzugen. Wie auch unter statischer Belastung ist mit steigendem Fasergehalt eine Erhöhung der dynamischen Zugfestigkeit festzustellen [116], [117].

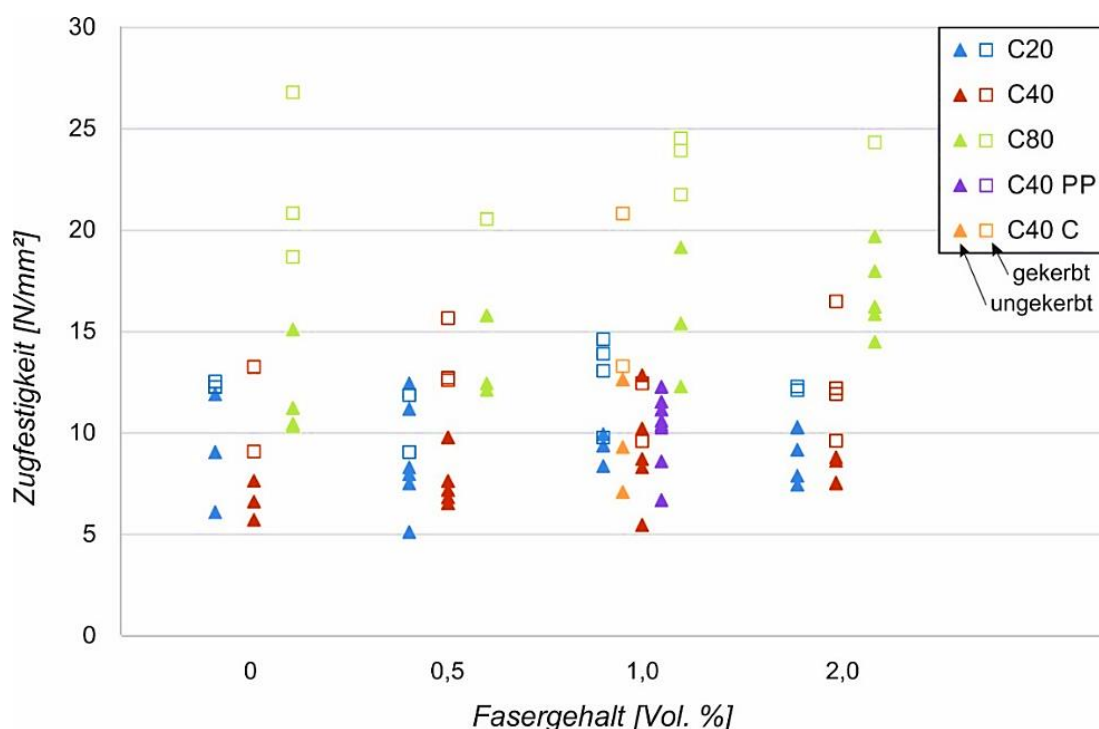


Abbildung 2-15: Ermittelte Zugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes (versetzte Anordnung zur besseren Übersichtlichkeit); Dreiecke: ungekerbte Proben; Vierecke: Versagen in Kerbe [108].

2.10.3 Bruchbilder

Für die Ermittlung der Bruchenergie ist das sich einstellende Bruchbild von entscheidender Bedeutung. Auf Basis der Spallationsversuche konnten sechs verschiedene Bruchbilder (VM: Versagensmodus) identifiziert werden (siehe Tabelle 2-5). Die Bruchenergie kann nur bestimmt werden, wenn das Bruchstück am *Freeend* vollständig von der restlichen Probe getrennt wurde (VM 1, 3 und 5). Ist das Bruchstück am *Freeend* noch mit dem verbleibenden Reststück verbunden (Anriss, jedoch keine Durchtrennung) kann hingegen keine Bruchenergie ermittelt werden (VM 2, 4 und 6).

Tabelle 2-5: Bruchbilder und Versagensmodi (VM); eingehende Druckwelle von rechts [108].

VM	Bruchbilder	G_F
1		✓
2		X
3		✓
4		X
5		✓
6		X

VM 1 stellt die optimale Versagensart dar und wurde am häufigsten beobachtet (bei 35 Versuchen, hauptsächlich an gekerbten Probekörpern). Die beiden Bruchstücke sind ohne weitere Risse vollständig voneinander getrennt. VM 3 tritt hauptsächlich bei den unbewehrten Probekörpern auf (insgesamt 32 Versuche). Bei VM 5 folgt dem vollständig abgetrennten Bruchstück mindestens ein weiterer Anriss am verbleibenden Probekörper (bei 7 Versuchen). Somit konnte bei insgesamt 74 der 105 durchgeführten Versuche ein entsprechendes Bruchbild festgestellt werden. Bei 31 Versuchen (VM 2: Einzerriss, bei 10 Versuchen; VM 4: mehrere Risse, bei 8 Versuchen; VM 6: Riss(e) mit nachfolgendem Bruchstück, bei 13 Versuchen) wurde ein hinsichtlich der Bruchenergie nicht auswertbares Bruchbild festgestellt (hauptsächlich bei hochfaserverstärkten Proben). Pro Konfiguration konnten jedoch mindestens zwei auswertbare Versuche durchgeführt werden.

2.10.4 Bruchenergie G_F

Die Bruchenergie wird aus dem Impulstransfer während des Bruchvorgangs berechnet. Eine sehr ausführliche Beschreibung dieser Methodik ist u. a. in Schuler 2004 [15] zu finden. Dieser

Impulstransfer ergibt sich aus der Geschwindigkeitsänderung des Bruchstückes Δv_i , der Bruchstückmasse m_i sowie der mittleren Rissöffnungsgeschwindigkeit $\phi \delta'_{Riss}$:

$$G_F = \Delta v_i \cdot m_i \cdot \phi \delta'_{Riss} \quad (2.18)$$

Nach der Versuchsdurchführung sind die Bruchstückmassen und -längen bekannt (siehe Abbildung 2-16). Die Anzahl der Bruchstellen ist je nach Betonart und Fasergehalt unterschiedlich. Zusätzlich wurde auch die Faseranzahl an den Bruchstellen durch Abzählen bestimmt [108].

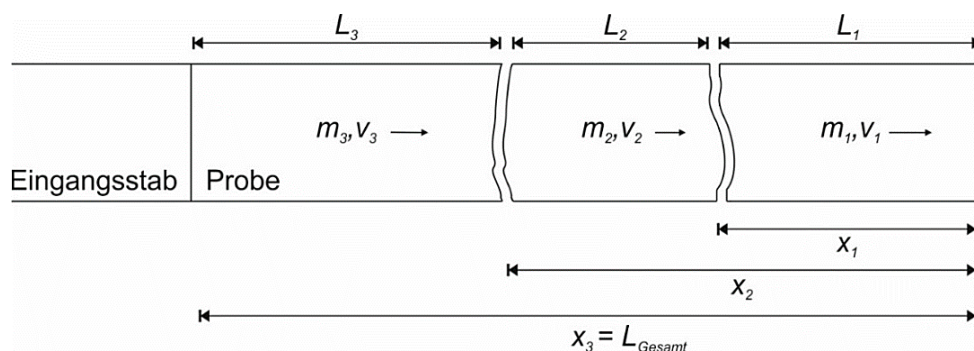


Abbildung 2-16: Beispiel für Bruchstückverteilung; hier: VM 3 [108].

Wie zuvor beschrieben, erfolgt die Ermittlung der Bruchenergie nur in den Versagensmodi (VM) 1, 3 sowie 5 und in der Regel an der zum *Freeend* nächsten Bruchstelle (zwischen Bruchstück 1 und Bruchstück 2).

Für die Ermittlung der Geschwindigkeitsänderung des Bruchstückes (BS) ist die Kenntnis der Bruchstückgeschwindigkeit vor und nach dem Bruch notwendig:

$$\Delta v_i = v_{i,vor} - v_{i,nach} \quad (2.19)$$

Für die Ermittlung dieser beiden Bruchstückgeschwindigkeiten kommen die Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera(s) (HKS) zum Einsatz. Mittels der Software GOM Aramis wurden die Bildaufnahmen ausgewertet und die Verschiebungen und Geschwindigkeiten jedes entstehenden Bruchstücks bestimmt.

Die Rissöffnungsgeschwindigkeit δ'_{Riss} wurde in gleicher Weise anhand der Kameraaufnahmen ermittelt und berechnet sich aus der Geschwindigkeitsdifferenz zweier benachbarter Bruchstücke (nicht zu verwechseln mit der Rissgeschwindigkeit).

$$\delta'_{Riss} = v_i - v_{i+1} \quad (2.20)$$

Mit Kenntnis der Geschwindigkeitsänderung des Bruchstückes und der Rissöffnungsgeschwindigkeit lässt sich die Bruchenergie dann nach Gl. (2.18) ermitteln. Für die spezifische Bruchenergie $G_{F,A}$ wird die zuvor berechnete Bruchenergie auf die

Querschnittsfläche im Bruchbereich A_{BR} bezogen (gekerbte oder ungekerbte Querschnittsfläche).

$$G_{F,A} = \frac{G_F}{A_{BR}} \quad (2.21)$$

Für die untersuchten Betone sind in Tabelle 2-6 die Mittelwerte der Bruchenergien angegeben, die wichtige Informationen über die Zähigkeit der verschiedenen Betonzusammensetzungen liefern.

Tabelle 2-6: Mittlere Bruchenergie in [N/m] und Standardabweichung (STAB) [108].

Fasergehalt \ Beton	0 Vol.-%		0,5 Vol.-%		1,0 Vol.-%		2,0 Vol.-%	
	$G_{F,A}$	STAB	$G_{F,A}$	STAB	$G_{F,A}$	STAB	$G_{F,A}$	STAB
C20	253	93	1.600	556	2.110	677	2.506	770
C40	234	128	1.586	415	2.512	461	2.685	340
C80	309	113	2.228	226	3.576	1.375	4.009	1.337
C40 C	-	-	-	-	809	231	-	-
C40 PP	-	-	-	-	1.177	358	-	-

In der Abbildung 2-17 sind die Mittelwerte der Bruchenergien grafisch dargestellt, wodurch die Unterschiede zwischen den verschiedenen Betonen visuell hervorgehoben werden.

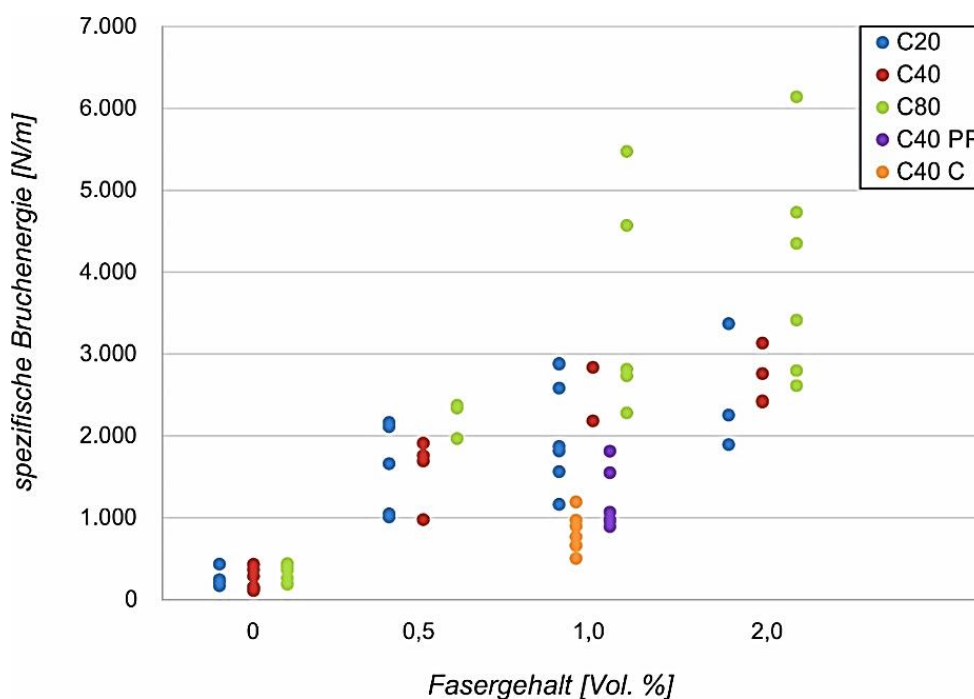


Abbildung 2-17: Ermittelte spezifische Bruchenergien in Abhängigkeit des Fasergehalts [108].

Die nach Gl. 2.18 ermittelte Bruchenergie bezogen auf die Anzahl der gezählten Fasern in der Bruchfläche ist in Abbildung 2-18 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass mit steigendem Fasergehalt die Bruchenergie je Faser kleiner wird (schlechterer Verbund).

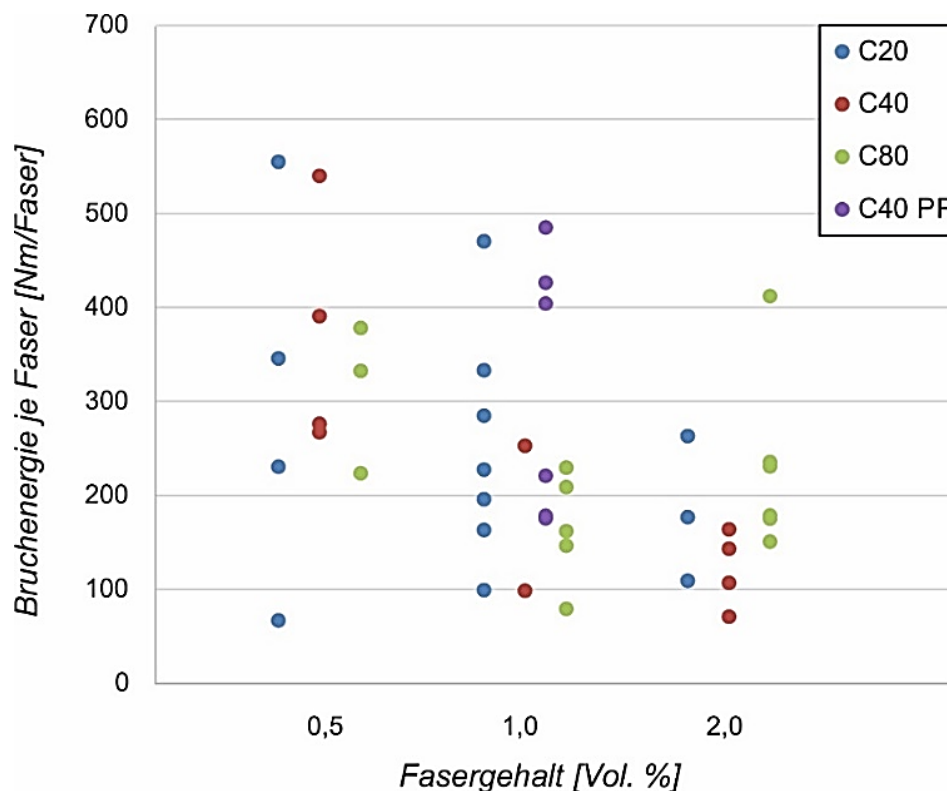


Abbildung 2-18: Ermittelte Bruchenergien bezogenen auf die Faseranzahl in der Bruchfläche [108].

Die spezifischen Bruchenergien der unbewehrten Betonproben liegen im Bereich von 200 bis 300 N/m und sind damit in ihrer Höhe vergleichbar mit den ermittelten Werten aus [118]. Durch die Zugabe von Stahlfasern ist eine deutliche Vergrößerung der Bruchenergie festzustellen, welche mit steigendem Faservolumengehalt weiter zunimmt. Bei einem Faservolumengehalt von 1,0 % ist damit eine Verzehnfachung der Bruchenergie gegenüber den unbewehrten Proben möglich. Die untersuchten alternativen Carbon- und PP-Fasern (jeweils 1,0 Vol.- %) führen ebenso zu einer Zunahme der Bruchenergie im Vergleich zu Betonproben ohne Kurzfaserszusatz, welche mit 800 N/m bzw. 1200 N/m jedoch geringer ausfällt als bei den stahlfaserbewehrten Proben (~ 2 500 N/m bei 1,0 Vol.- %). Die nach Gl. 2.18 berechnete Bruchenergie, bezogen auf die Anzahl der gezählten Fasern in der Bruchfläche, ist in Abbildung 2-18 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass mit steigendem Fasergehalt die Bruchenergie je Faser sinkt. Dies kann auf die schlechtere Verarbeitbarkeit bei der Probenherstellung und die damit einhergehende inhomogene Faserverteilung zurückgeführt werden. Verdeutlicht wird dies auch durch einen Vergleich der Bruchflächen zweier C20/25-Betonproben mit 2,0 Vol.- % Stahlfasern in Abbildung 2-19. Hier ist ersichtlich, dass trotz gleichem Faservolumengehalt die Anzahl und die Verteilung der Fasern in der Bruchfläche unterschiedlich sind. Im oberen Teil von Abbildung 2-19 sind wenige Fasern (18

Fasern) zu erkennen, wohingegen bei der zweiten Probe (Abbildung 2-19, unten) ein lokal konzentriertes Faserbündel (35 Fasern) zu sehen ist.



Abbildung 2-19: Vergleich der Bruchflächen zweier stahlfaserbewehrter Proben (2,0 Vol.-%) [108].

Der weitere positive Einfluss der Stahlfasern auf den Trümmerflug, das Schädigungsausmaß und die Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung wurde in Kapitel 5 näher untersucht. Zur Vermeidung von Maßstabeffekten und den daraus resultierenden Abweichungen wurden Großversuche durchgeführt.

2.11 Spaltzugversuch

2.11.1 Prinzip des Spaltzugversuchs und Aufbau der Versuchsanlage

Beim Spaltzugversuch werden die zylindrischen Proben ($d = 50 \text{ mm}$, $L = 40 \text{ mm}$) zwischen dem Eingangsstab (ES) und dem Ausgangsstab (AS) des SHB angeordnet. Die beiden Aluminiumstäbe sind jeweils 2,75 m lang, haben einen Durchmesser von 50 mm und ein Elastizitätsmodul von 71.000 N/mm^2 .

Eine Gasdruckkanone beschleunigt einen Impaktor (Aluminiumzylinder, $L_{imp} = 250 \text{ mm}$, $d = 50 \text{ mm}$), welcher mit der Geschwindigkeit v_{imp} auf den Eingangsstab prallt und dadurch eine Druckwelle im Stab erzeugt, die sich mit Körperschallgeschwindigkeit entlang des Stabes ausbreitet (Abbildung 2-20). Diese Druckwelle (Kompressionswelle) trifft auf die Probe und führt zu deren Spaltung. Ein Teil der induzierten Druckwelle wird in den Ausgangsstab transmittiert und entspricht dabei der durch die Probe übertragenen Kraft, die mit der Spaltzugfestigkeit korreliert. Die Dehnungen in den Aluminiumstäben des Split-Hopkinson-Balkens werden mit Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen (FLKB-1-11-1LJC-F). Die

Dehnungsmessstreifen werden in der Mitte des Balkens gegenüberliegend angebracht. Eine HSK nimmt den Versuch auf. Die Geschwindigkeit des Impaktors (8,9 m/s) wird mit einer Lichtschranke gemessen.

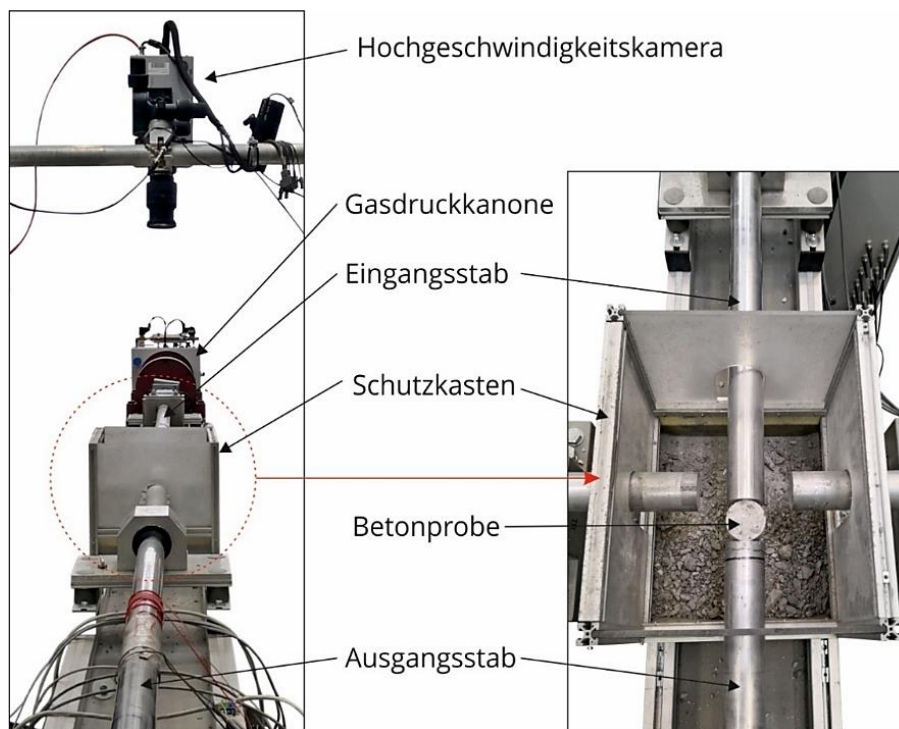


Abbildung 2-20: Versuchsstand Spaltzugversuch [108].

2.11.2 Bestimmung der Kennwerte

Aus den im Ausgangsstab (AS) gemessenen Dehnungen kann eine Kraft P ermittelt werden, die durch die Probe hindurch transmittiert werden konnte. Zur Datenaufbereitung wurden die gemessenen Dehnungen mit einem digitalen Blackman Tiefpass-Filter sechster Ordnung mit einer Frequenz von 40 kHz gefiltert.

$$P = \varepsilon(t)_{AS} \cdot \pi \cdot r_{AS}^2 \cdot E_{Alu} \quad (2.22)$$

Aus dieser Kraft kann die Spaltzugfestigkeit f_{ct} der Betonprobe berechnet werden:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot L_S \cdot d_S} \quad (2.23)$$

Dabei ist L_S die Probenlänge (40 mm) und d_S der Probendurchmesser (50 mm). Die zugehörige Dehnrates ergibt sich aus der Wellenanstiegszeit T (Abbildung 2-21) und dem zuvor im Spallationsversuch ermittelten dynamischen Elastizitätsmodul der Probe. Für die Bestimmung

der Dehnrates wird das im Spallationsversuch ermittelte Elastizitätsmodul der jeweiligen Betonart (Festigkeitsklasse, Fasertyp und Fasergehalt) verwendet (Mittelwert).

$$\dot{\epsilon} = \frac{f_{ct}}{T \cdot E_{dyn}} \quad (2.24)$$

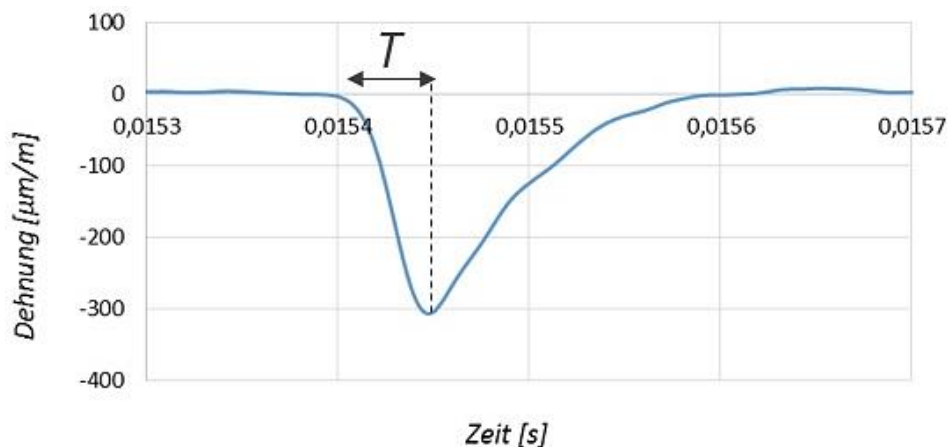


Abbildung 2-21: Gemessene Dehnung im Ausgangstab [108].

Die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten und die zugehörigen Dehnrates sind in Tabelle 2-7 aufgelistet und als Einzelwerte in Abbildung 2-22 dargestellt. Trotz gleicher Impaktorgeschwindigkeit (8,9 m/s) und damit gleichem Belastungsimpuls sind die erzielten Dehnrates in den Versuchskonfigurationen des C80/95 im Vergleich zu den Serien C20/25- und C40/50 deutlich höher. Dies ist zum einen auf die höhere Materialimpedanz des C80/95 und die damit verbundene größere Wellenübertragung an der Grenzfläche zwischen Eingangsstab und Probe zurückzuführen. Zum anderen führt die höhere Spaltzugfestigkeit zwangsläufig zu einer höheren Dehnrates (bei gleicher Wellenanstiegszeit T), siehe Gl. 2.24.

Tabelle 2-7: Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten f_t in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ und dazugehörige Dehnrates $\dot{\epsilon}$ in $[\text{1}/\text{s}]$ [108].

Beton \ Fasergehalt	0 Vol.-%		0,5 Vol.-%		1,0 Vol.-%		2,0 Vol.-%	
	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$	f_t	$\dot{\epsilon}$
C20	8,19	6,9	8,86	6,1	8,55	4,4	10,79	4,76
C40	7,18	5,63	7,28	5,8	7,28	4,8	9,91	5,9
C80	24,10	17,9	23,62	16,8	23,84	16,1	25,75	16,0
C40 C	-	-	-	-	17,07	12,2	-	-
C40 PP	-	-	-	-	13,03	8,4	-	-

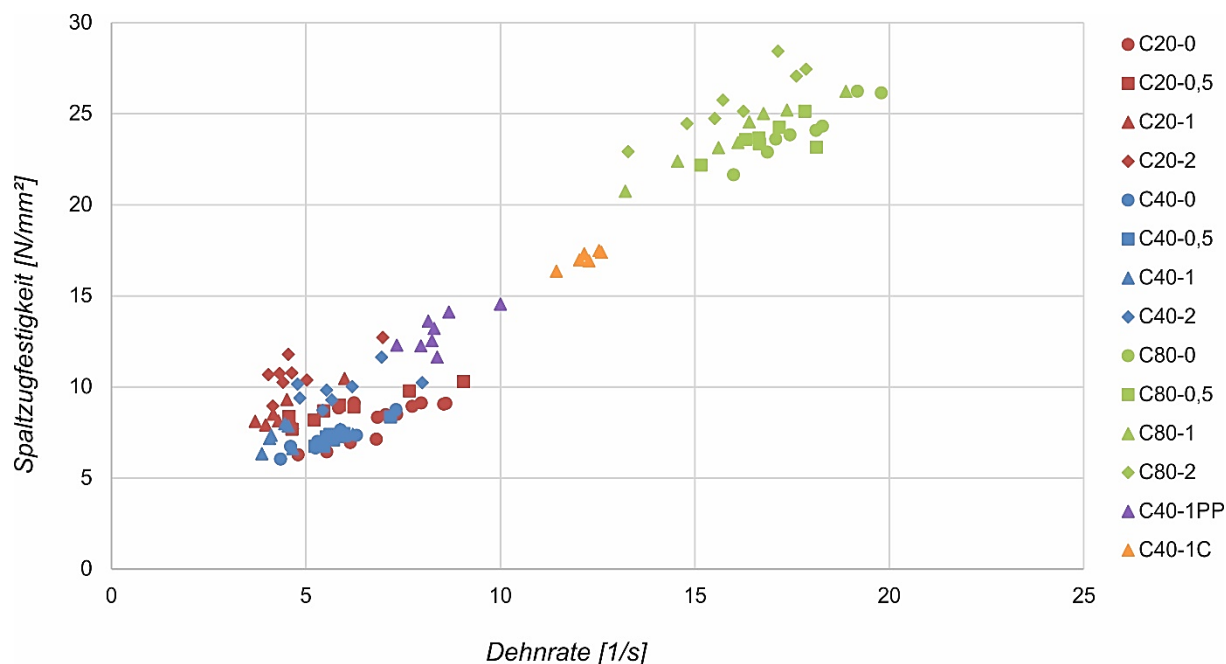






Abbildung 2-22: Spaltzugfestigkeiten in Abhängigkeit der Dehnrate [108].

2.11.3 Bruchbilder

Die Bruchbilder der Spaltzugproben wurden in vier verschiedene Versagensmodi eingeteilt (Tabelle 2-8). VM 1 steht für die vollständige Trennung der Probe in zwei Bruchstücke. Dieser Versagensmodus tritt fast ausschließlich bei den faserbewehrten Betonproben und den C40-C-Proben auf. Bei VM 2 sind die beiden Bruchstücke nicht vollständig getrennt und durch die Fasern miteinander verbunden. Zusätzlich wurde eine breite Risszone mit losen Betonbruchstücken festgestellt (hauptsächlich bei den Versuchen mit 0,5 - 1,0 Vol.-% Fasern). Mit weiter steigendem Fasergehalt (1,0 - 2,0 Vol.-%) reduziert sich der geschädigte Probenbereich deutlich, so dass bei VM 3 ein noch deutlich erkennbarer Riss ohne nennenswerte lose Betonbruchstücke und bei VM 4 nur noch sehr feine Risse mit geringer Breite auftreten.

Tabelle 2-8: Bruchbilder und Versagensmodi der Spaltzugproben [108].

VM	Bruchbild	VM	Bruchbild
1	 <p>- C20-0, C40-0, C80-0, C40-1C - C80-0,5, C40-0,5</p>	3	 <p>- C20-1, C40-1, C80-1 - C20-2, C40-2, C80-2</p>
2	 <p>- C20-0,5, C40-0,5, C80-0,5, C40-PP - C20-1, C40-1, C80-1</p>	4	 <p>- C20-2, C40-2, C80-2</p>

2.12 Gründe für die Zunahme der Festigkeit bei hohen Verzerrungsraten

Über die Ursache der bei Werkstoffen und insbesondere bei Beton auftretenden dynamischen Materialphänomene, die zu teilweise extremen Festigkeitssteigerungen führen, kann beim derzeitigen Stand der Forschung keine abschließende quantitative, experimentell abgesicherte Aussage getroffen werden. Zur qualitativen Begründung der Verformungsabhängigkeit des Werkstoffes Beton gibt es jedoch eine Reihe von Ansätzen, die auf physikalischen bzw. werkstofftechnischen Überlegungen beruhen.

Curbach 1987 [119] lokalisierte drei mögliche Ursachen für die Zunahme der Zugfestigkeit mit steigendem Verzerrungsgrad und versuchte deren Auswirkungen zu quantifizieren. Zu den Einflussgrößen gehören:

- das Versagen der Gesteinskörnung,
- die Änderung der Kerbspannungsverteilung und
- die Rissgeschwindigkeit

Eine Zusammenfassung der angestellten Überlegungen mit ihrem abgeschätzten quantitativen Einfluss auf die Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung der Verzerrungsrate ist in Abbildung 2-23 dargestellt.

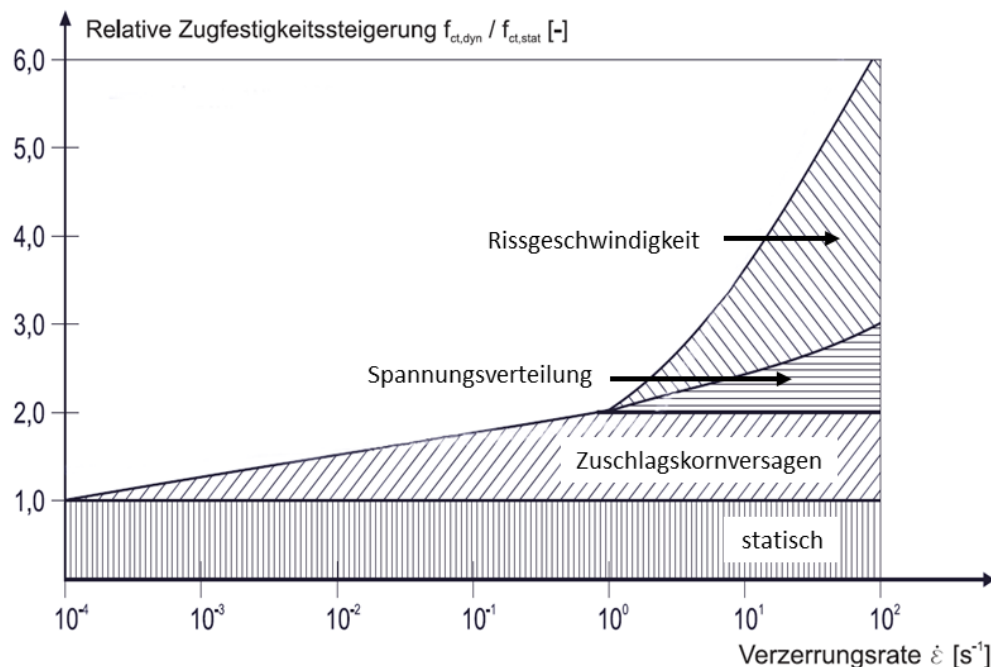


Abbildung 2-23: Ursachen der Festigkeitszunahme bei hohen Verzerrungsraten für Normalbeton nach Curbach [119].

Die Rissbildung im Normalbeton beim Versagen unter statischer Belastung erfolgt überwiegend entlang der geschwächten Kontaktfläche zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix. Bei Versuchen mit höheren Belastungsgeschwindigkeiten wurde von verschiedenen Forschern, z. B. Nilsson 1979 [120] und Körmeling et. al. 1980 [121], eine Zunahme der Rissbildung durch die Gesteinskörnung beobachtet. Die Gesteinskörnung im Normalbeton hat eine höhere Festigkeit als die Zementmatrix und damit ein höheres Elastizitätsmodul und eine höhere Wellengeschwindigkeit, die vor allem mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit relevant wird. Dies führt zu einer Konzentration und beschleunigten Ausbreitung der Spannungen in der Gesteinskörnung. Mit zunehmender Verformungsrate nehmen diese Spannungskonzentrationen bis zum Kornversagen zu [119], [8]. Die Inhomogenität des Betons führt zu einer zufälligen Festigkeitsverteilung über die gesamte Länge des Probekörpers. Bei statischer Belastung baut sich im Betonquerschnitt eine nahezu konstante Spannung auf. Sobald diese Spannung mit zunehmender Belastung die Festigkeit an der schwächsten Stelle des Probekörpers übersteigt, entsteht ein Riss, der sich kontinuierlich bis zum vollständigen Versagen des Betons ausbreitet. Bei dynamischer Beanspruchung läuft eine Druck- oder Zugwelle durch den Betonkörper (Abschnitt 3.3). Aufgrund des räumlich begrenzten Maximums dieser Welle und der daraus resultierenden Spannungsverteilung kommt es nicht zwangsläufig zu einer Überschreitung der Festigkeit an

der schwächsten Stelle des Probekörpers. In Abbildung 2-24 ist dieser Sachverhalt für den statischen und den dynamischen Belastungsfall anschaulich dargestellt.

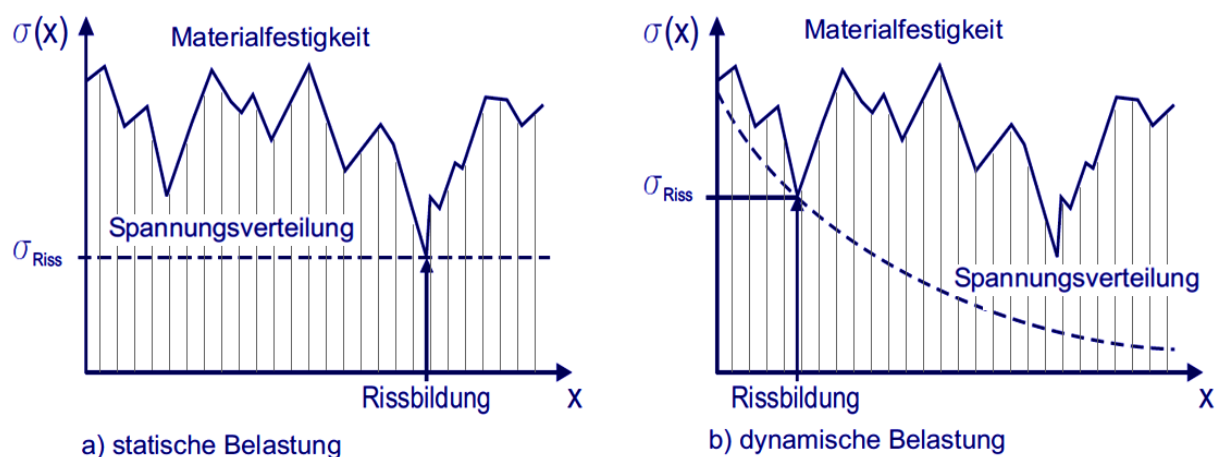


Abbildung 2-24: Spannungsverteilung bei Probenversagen unter statischer und dynamischer Beanspruchung.

Bei der in Abbildung 2-24 b) dargestellten Spannungsverteilung ist die Ursache für die Rissbildung zwar immer noch die Überschreitung der Festigkeit an einer Kerbe. Bei gleicher Festigkeitsverteilung wird jedoch insgesamt ein höheres Spannungsniveau erreicht als bei statischer Beanspruchung.

Neben Curbach [119] begründet auch Bachmann 1993 [122] die Festigkeitszunahme von Beton mit der nach oben begrenzten Risswachstumsgeschwindigkeit im Material. Die Obergrenze für die Rissgeschwindigkeit in Beton wurde von Curbach aufgrund von Versuchen und numerischen Simulationen bei ca. 500 m/s ermittelt. Je nach Zusammensetzung des Betons breitet sich die Stoßwelle und damit die Ursache der Rissbildung mit bis zu 4000 m/s im Beton aus. Die Folge ist eine zu langsame Reaktion des Materials auf die Belastung und damit eine Verzögerung des Versagens. Zusätzlich zu den zuvor erwähnten Phänomenen, die zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit führen, spielt auch der Feuchtegehalt des Betons und damit das im Beton enthaltene Porenwasser eine wichtige Rolle. In den Untersuchungen von Rossi 1991 [123] und Ross et al. 1996 [124] wird gezeigt, dass feuchte Probekörper bei steigenden Verformungsgeschwindigkeiten eine deutlich höhere Festigkeitsentwicklung aufweisen als trockene Probekörper. Im Beton führt die Belastung zu einer Vergrößerung des Porenvolumens. Ist Wasser in der Pore eingelagert, entsteht durch die Volumenvergrößerung ein Unterdruck. Die Beteiligung des Wassers am Lastabtrag führt zu einer Einschnürung der Pore senkrecht zur einwirkenden Zugspannung. Die parallel dazu auftretende Kapillarwirkung bewirkt eine verformungsabhängige Viskositätskraft, die ebenfalls festigkeitssteigernd wirkt (Han 1996 [125] und Mosig 2021 [19]).

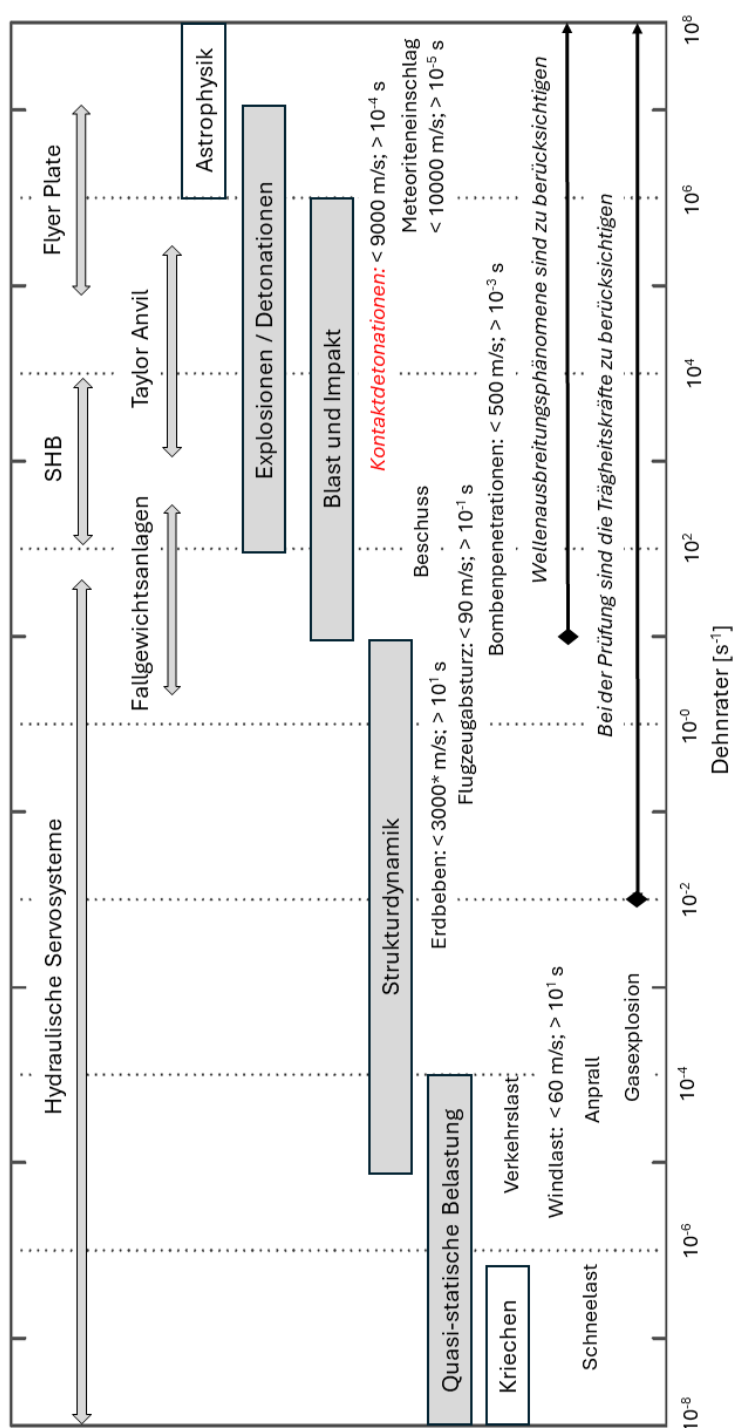
3 Grundlagen der statischen und dynamischen Beanspruchungen auf Stahlbetonbauteile

3.1 Dynamische Beanspruchungen

Stahlbetontragwerke und ihre einzelnen Bauteile müssen während ihrer gesamten Nutzungsdauer unterschiedliche Einwirkungen und Beanspruchungen aufnehmen. Bereits bei der Tragwerksplanung müssen die zu erwartenden Beanspruchungen realistisch abgeschätzt werden. Ziel ist es sowohl die Standsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit mit ausreichender Sicherheit unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Aspekte zu gewährleisten. Alle äußeren Einwirkungen und Beanspruchungen auf Stahlbetonbauteile werden durch die folgenden vier Faktoren beschrieben. Diese sind: 1) die Intensität der Beanspruchung, 2) der Ort und die Richtung der Beanspruchung, 3) Dauer und Häufigkeit, mit der die Beanspruchung auftritt und 4) die Geschwindigkeit der Beanspruchung [8].

Dynamische und insbesondere hochdynamische Belastungen (Explosion, Detonation) wirken mit wesentlich höheren Geschwindigkeiten auf das Bauteil ein. Im Gegensatz zu statischen (quasistatischen) Einwirkungen, deren Beanspruchungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung von 10^{-7} bis 10^{-5} m/s liegen, werden bei Impaktvorgängen und Kontaktdetonationen Beanspruchungen mit Geschwindigkeiten von bis zu 10^4 m/s erreicht [126]. Wie in Kapitel 2 erläutert, ändern sich die mechanischen Eigenschaften von Beton und Stahl sowie deren Verbund in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate. Im Vergleich zu quasistatischen Versuchen ist die Untersuchung dynamischer Baustoffeigenschaften wesentlich komplexer. Zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften verschiedener Materialien, darunter auch Stahlbetontragwerke, haben sich in der Vergangenheit verschiedene Verfahren bewährt. Um den Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit zu erfassen, kann nicht immer das gleiche Verfahren eingesetzt werden, da jedes Verfahren nur für einen begrenzten Verzerrungsratenbereich geeignet ist (Abbildung 3-1). Zum Einsatz kommen elektromechanische und servohydraulische Prüfsysteme, Falltürme, der SHB, der Taylor-Impact-Test und der Planar-Impact-Test. Erläuterungen zu den verschiedenen Prüfverfahren sind z. B. in [127], [80] und [128] beschrieben.

Hochdynamische Lasten gehören zu den außergewöhnlichen Einwirkungen und werden im Gegensatz zu den regelmäßig auftretenden statischen Lasten in der Regel nur für ein einmaliges Auftreten bemessen, wenn sie überhaupt in der Planung berücksichtigt werden. Dementsprechend müssen die Bauwerke die Lasten nicht schadlos aufnehmen können, sondern es wird häufig nur die Gewährleistung der Standsicherheit über einen bestimmten Zeitraum gefordert, um die Evakuierung von Menschen und Tieren zu ermöglichen. Diese Einwirkungen sind vor allem durch sehr hohe maximale Lastspitzen bei kurzer Einwirkungsdauer gekennzeichnet. Abbildung 3-1 zeigt typische Verzerrungsraten für verschiedene Einwirkungen und entsprechende Prüfverfahren.



*Geschwindigkeit der Wellen im Baugrund, hervorgerufen durch ein Erdbeben. Die Belastungsgeschwindigkeit von Konstruktionen unter einer Erdbeneinwirkung ist wesentlich geringer.

Abbildung 3-1: Typische Verzerrungsraten für verschiedene Einwirkungen nach CEB-Bulletin 187 [128] und mögliche Prüfverfahren [80].

Normative Regelungen für hochdynamische Beanspruchungen sind nur sehr eingeschränkt vorhanden. Mit dem fib Model Code 2010 [127], der als Grundlage für die Weiterentwicklung der nationalen Normen dient, wird erstmals ein Konzept für die Bemessung von Stahlbetontragwerken gegen hochdynamische Einwirkungen beschrieben. Es werden drei Bemessungsstufen mit zunehmender Komplexität beschrieben. Im einfachsten Fall wird auf statische Ersatzlasten zurückgegriffen, in Stufe zwei werden idealisierte Druck-Zeit-Verläufe

zur Abbildung hochdynamischer Beanspruchungen verwendet und Stufe drei bietet schließlich die Möglichkeit problemspezifisch komplexe nichtlineare Berechnungen mit Hydrocodes oder FEM durchzuführen. Für weitere Informationen wird auf fib Model Code 2010 [127] und Keuser & Wensauer 2010 [129] verwiesen.

Bei den hochdynamischen Einwirkungen auf Bauwerke ist es wichtig zwischen Anprall- und Explosionsbelastungen zu unterscheiden [130]. Impaktereignisse und Kontaktdetonationen wirken lokal auf einen sehr begrenzten Bereich eines Bauteils ein und führen in der Regel nur zu lokalen Schädigungen, während bei Nah- und Ferndetonationen die gesamte Struktur durch die entstehende Druckwelle beansprucht wird. Daher muss sowohl die globale Strukturantwort als auch die lokale Überbeanspruchung berücksichtigt werden. Bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten stellt sich im Beton keine konstante Spannung ein, sondern es werden Wellen induziert, die sich im Bauteil ausbreiten. Da das Phänomen der Wellenausbreitung im Vergleich zur statischen Belastung zu anderen Spannungs-/Verformungszuständen und Versagensmechanismen führt, werden die entsprechenden theoretischen Grundlagen im folgenden Kapitel ausführlich behandelt.

3.2 Kontaktdetonation

Bei einer Detonation handelt es sich um einen Explosionsvorgang, bei dem sich Druck- und Temperaturwellen (ca. 5000 °C) mit Überschallgeschwindigkeit ausbreiten. Dabei wird ein Teil der freigesetzten Energie innerhalb von Mikro- bis Millisekunden an die Umgebung abgegeben [126], [131]. Bei diesem Vorgang kommt es in der Regel zur Bildung und Ausbreitung von Stoßwellen, die zur Änderung bestimmter Materialeigenschaften der exponierten Körper führen (siehe Abbildung 3-2).

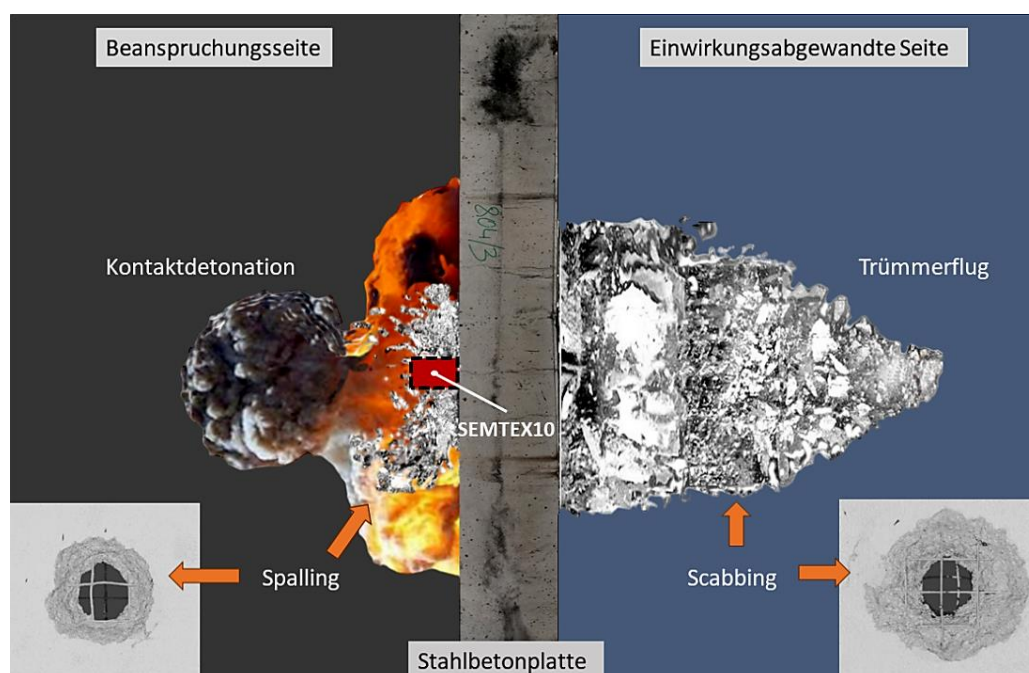


Abbildung 3-2: Vorgang Kontaktdetonation.

Die sich ausbreitende Druckwelle hat eine unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeit. Dies hat zur Folge, dass sie immer steiler wird. Wenn der schnellere Wellenteil mit der Geschwindigkeit v_1 den langsameren Wellenteil mit der Geschwindigkeit v_2 einholt oder überholt, entsteht eine Stoßfront. Trifft diese Front zum Zeitpunkt t_s mit einem Spitzendruck p_{so} , der mit zunehmendem Abstand zwischen Detonation und Struktur abnimmt, auf eine Struktur, so folgt der Überdruckphase eine Sogphase an der Bauteiloberfläche. In Abbildung 3-3 ist die Entstehung einer Stoßfront mit dem idealisierten Druck-Zeit-Verlauf an der Bauteiloberfläche anschaulich zusammengefasst [8].

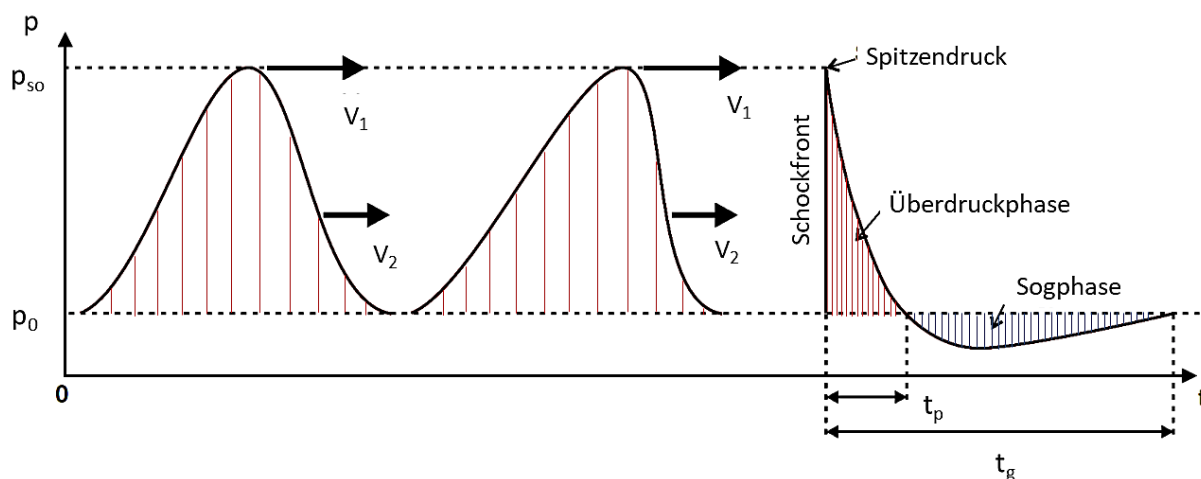


Abbildung 3-3: An einer Bauteiloberfläche erzeugte Schockwelle mit idealisiertem Druck-Zeit-Verlauf.

Detonationen sind kurzzeitige Vorgänge, die für Bauwerke impulsartige bzw. hochdynamische Beanspruchungen darstellen und nach EN 1991-1-7 [132] den außergewöhnlichen Einwirkungen zugeordnet werden.

Um die Auswirkungen von Sprengungen auf Bauwerke beschreiben zu können, spielt neben der Sprengstoffmenge der Abstand zwischen Sprengort und Bauteiloberfläche eine entscheidende Rolle. Detonationen, bei denen der Explosionsvorgang an der Bauteiloberfläche stattfindet, werden als Kontaktdetonationen bezeichnet. Sie unterscheiden sich von Detonationen im Nah- und Fernfeld. Die entstehenden Druckwellen werden direkt in das Bauteil eingeleitet und führen zu lokalen Beanspruchungen. Mit Gleichung (3.1) nach Mayrhofer 2006 [98], wobei r den radialen Abstand des Explosionszentrums vom Bauwerk in Metern und W das Sprengstoffgewicht als TNT-Äquivalent in Kilogramm bezeichnet, kann zwischen Nah- und Fernfelddetonationen unterschieden werden.

$$z = \frac{r}{W^{1/3}} \quad (3.1)$$

Detonationen können dem Nahbereich zugeordnet werden, wenn $z < 0,5$ beträgt. Die Kenntnis des zu erwartenden Spitzendrucks p_{so} und der Dauer der Überdruckphase t_p ist daher für die Beschreibung einer Blastwelle als Folge einer Detonation unerlässlich. Zur Berechnung des Spitzendrucks bei chemischen Explosionen schlagen Kinney & Graham [133] die Gleichung

(3.2) vor. Diese berücksichtigt über den von Mayrhofer [98] zur Unterscheidung von Nah- und Fernfelddetonationen vorgeschlagenen skalierten Abstand z nach Gleichung (3.1) den Abstand zum Detonationspunkt.

$$p_{s0} = p_0 \frac{808[1 + (z / 4.5)^2]}{\sqrt{1 + (z / 0.048)^2} \cdot \sqrt{1 + (z / 0.32)^2} \cdot \sqrt{1 + (z / 1.35)^2}} \quad (3.2)$$

Der Umgebungsdruck wird durch den Faktor p_0 beschrieben. Die Dauer der Überdruckphase t_p kann unter Berücksichtigung des skalierten Abstandes z und der Sprengstoffmasse W nach Gleichung (3.3) ermittelt werden.

$$t_p = W^{1/3} \frac{980[1 + (z / 0.54)^{10}]}{[1 + (z / 0.02)^3] \cdot [1 + (z / 0.74)^6] \cdot \sqrt{1 + (z / 6.9)^2}} \quad (3.3)$$

Die nach Gleichung (3.2) ermittelten Spitzendruckwerte bei Detonationen gehen von einer sich frei im Raum ausbreitenden Druckwelle aus. Beim Auftreffen der Detonationswelle auf eine Fläche entsteht ein Staudruck. Da von hinten weiterhin beschleunigte Luftteilchen nachströmen, können diese nicht frei reflektiert werden. Dieser Staudruck ergibt die auf ein Bauwerk wirkende Belastung. Er kann nach Gebbeken & Döge 2006 [134] in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse und der Entfernung um den Faktor zwei bis acht größer sein als der nach Gleichung (3.2) wirkende Spitzendruck. Dies gilt jedoch nur für ideale Gase mit konstanter isotroper Komponente.

Die erzeugten Spannungen erreichen ein Vielfaches der Betondruckfestigkeit [135] und führen zu einer lokalen Schädigung des Betons (siehe Abschnitt 3.4), die ggf. zur Zerstörung des Betongefüges führen kann. Maßgeblichen Einfluss darauf hat die Ausbreitung der Detonationswellen im Betonkörper, die im folgenden Abschnitt behandelt werden.

3.3 Das Prinzip der Druckwellenfortpflanzung in Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen

Als Folge eines *Impacts* oder einer Detonation werden Wellen unterschiedlicher Art ausgelöst (siehe Abbildung 3-4). Diese breiten sich mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten aus, die wiederum von bestimmten Materialparametern des beaufschlagten Mediums wie Dichte, Elastizitätsmodul und Querkontraktionszahl bestimmt werden. In Abhängigkeit von der Ausbreitungsrichtung werden verschiedene Wellenformen in Festkörpern unterschieden. Sowohl Oberflächenwellen, so genannte Rayleighwellen, als auch Raumwellen entstehen im Körper bei Stoßbeanspruchung oder Kontaktdetonation. Bei Letzteren ist wiederum zwischen Longitudinalwellen und Transversalwellen, die eine Struktur durchlaufen, zu unterscheiden. Die Ausbreitung von Longitudinalwellen ist in allen volumenelastischen Medien (Festkörper, Flüssigkeiten und Gase) möglich. Die Moleküle schwingen parallel zur Richtung der Wellenausbreitung. Transversalwellen sind Scher- oder Schubwellen, sie breiten sich nur in

Festkörpern aus und die Moleküle schwingen senkrecht zur Wellenrichtung [136], [137], [32], [8]. Abbildung 3-4 zeigt verschiedene Wellenarten a) und Druckwellenformen b).

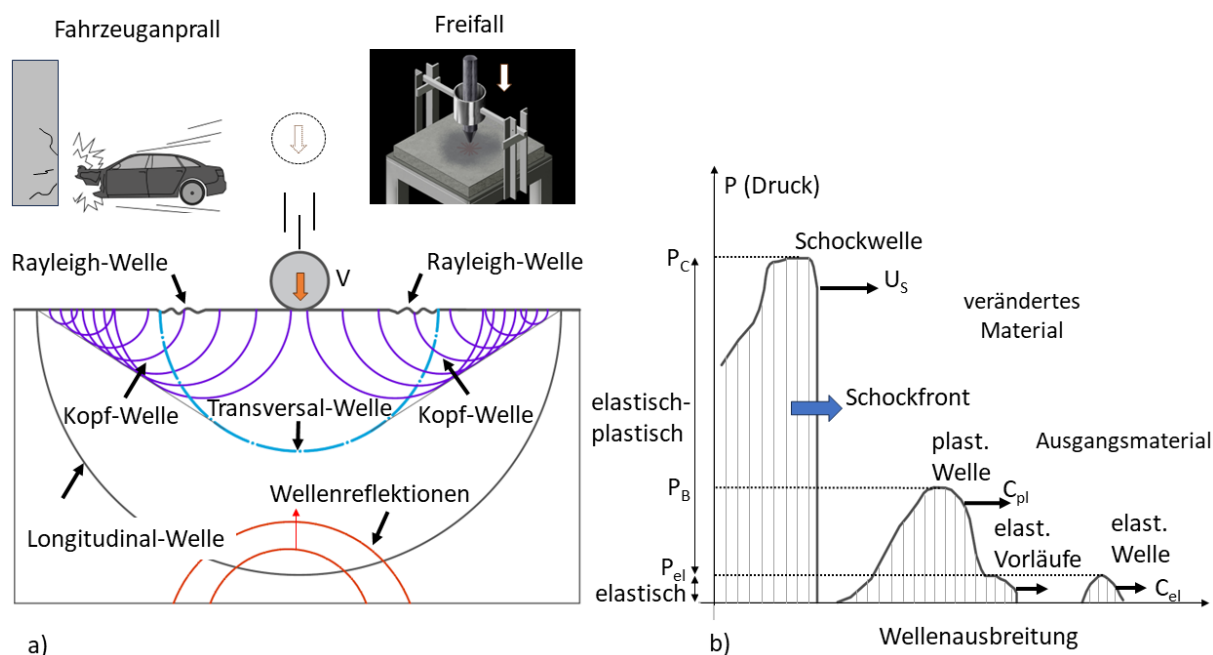


Abbildung 3-4: a) Wellenarten und b) Druckwellenformen.

In Abbildung 3-5a sind in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse bei angenommener konstanter Dichte $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ und mittlerer Querkontraktionszahl $\nu = 0,2$ die verschiedenen auftretenden Wellengeschwindigkeiten (elastische Wellen) in Normalbeton auszugsweise zusammengestellt.

Die Geschwindigkeit von Raumwellen kann mit mechanischen Formeln berechnet werden. Dabei sind die Erhaltungsgleichungen für Masse und Impuls zu berücksichtigen. Die Bestimmung der Rayleighwellengeschwindigkeit erfolgt mit der empirisch ermittelten Gleichung (3.4) nach Graff [138].

$$c_{Ray} = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} \cdot \sqrt{\frac{E}{2(1 + \nu)} \cdot \frac{1}{\rho}} \quad (3.4)$$

Die transversale Wellengeschwindigkeit c_T ist unabhängig vom Material immer kleiner als die longitudinale Wellengeschwindigkeit c_L . Die Oberflächenwelle breitet sich im Vergleich zur Raumwelle am langsamsten aus.

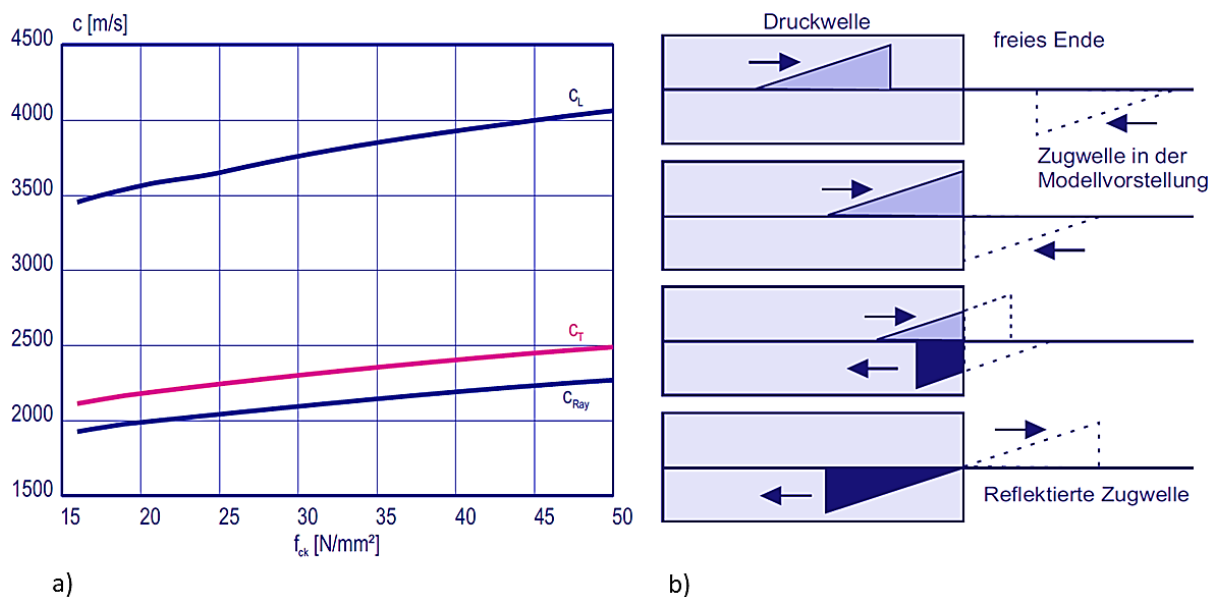


Abbildung 3-5: Elastische Wellengeschwindigkeiten, bezogen auf die Betondruckfestigkeit und Eibl'sche Druckwellenreflexion in Beton an der freien Oberfläche b) [139].

Mit zunehmender Ausbreitungsgeschwindigkeit nimmt jedoch die Amplitude der Welle und damit die transportierte Energie deutlich weniger ab. Je nach Größe, der durch die Welle in das Bauteil eingeleiteten Spannung und dem Verformungsverhalten des Werkstoffes werden elastische und plastische Wellen unterschieden. Plastische Wellen hingegen führen zu irreversiblen Verformungen des Werkstoffes. Sie durchlaufen das Bauteil im Allgemeinen mit einer Geschwindigkeit, die von der Intensität der Welle abhängt. Mit zunehmendem Druck und in Abhängigkeit vom Kompressionsverhalten des Werkstoffes steigt die Geschwindigkeit plastischer Wellen auf höhere Werte als die elastischen Wellen. Dies führt zur Ausbildung einer Stoßwelle im Bauteil (Abbildung 3-3). Die Stoßwelle erreicht im Bauteil deutlich höhere Geschwindigkeiten als die in Abbildung 3-5a dargestellten elastischen Wellengeschwindigkeiten. Das Phänomen der Wellenausbreitung und insbesondere der Wellenreflexion im Material ist von entscheidender Bedeutung für das Verständnis der Schädigungsmechanismen von Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischer Beanspruchung. Das Verhalten einer Welle an einer Grenzschicht wird durch den Einfallswinkel und den Wellenwiderstand (Impedanz) der beiden beteiligten Medien bestimmt. Als Beispiel werden Wellen betrachtet, die senkrecht auf eine Grenzfläche treffen. Zur Veranschaulichung kann die Impedanz I_m als die Steifigkeit betrachtet werden, die das Medium der sich ausbreitenden Welle entgegengesetzt. Der Wellenwiderstand eines Materials hängt von seiner Steifigkeit und Dichte ab. Er kann nach Formel (3.5) berechnet werden.

$$I_m = \sqrt{E \cdot \rho} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot \rho = c_{el} \cdot \rho \quad (3.5)$$

Trifft eine Welle auf eine Grenzfläche zweier gleicher Materialien (z. B. Beton - Beton), so breitet sich die Welle ungehindert aus. Es treten keine Reflexionen auf und die implizierte Spannung im zweiten Abschnitt entspricht der Spannung im ersten Abschnitt. Die Impedanz von Luft ist nahezu Null. Trifft eine durch eine Sprengung in Luft erzeugte Druckwelle auf Beton ($I_{m;A} \ll I_{m;B}$), so wird eine gleich große Druckwelle reflektiert und eine doppelt so große Druckwelle in den Beton eingeleitet. Eine Zugwelle wird mit gleicher Intensität reflektiert, sobald eine Druckwelle im Beton auf eine luftseitige Begrenzung trifft ($I_{m;A} \gg I_{m;B}$). In Luft ist praktisch keine transmittierte Welle nachweisbar. Die Zugwelle führt je nach Intensität aufgrund der vergleichsweise geringen Zugfestigkeit des Materials zu intensiven Schädigungen auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 3-2 und Abbildung 3-6, Kraterbildung und Trümmerflug). Der Vorgang der Reflexion am freien Ende ist in Abbildung 3-5b anschaulich dargestellt.

Die Wellenausbreitung in Festkörpern wird in diesem Abschnitt ausführlich behandelt, da diese Theorie nicht nur für die Grundlagen der ZfP-Prüfverfahren von Bedeutung ist, sondern auch die Schädigung der Betonmatrix und des Verbundes zwischen Beton und Stahl in Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung erklärt.

3.4 Risse und Abplatzungen infolge hochdynamischer Einwirkungen

Abbildung 3-6 zeigt mögliche Beanspruchungsvorgänge an einer Stahlbetonplatte infolge einer Kontaktdetonation. Die Kontaktdetonation erzeugt auf der Detonationsseite eine Druckwelle, die das Bauteil durchläuft und auf der Bauteilrückseite als Zugwelle reflektiert wird. Durch Überlagerung der einwirkenden Druckspannungswellen (rot) mit den reflektierten Wellen (blau) entstehen lokale Zugspannungen, die zu Spallationsrissen im Bauteil führen. Überschreiten die Zugspannungen auf der Schutzseite die Zugfestigkeit des Betons, bricht ein kraterförmiger Bereich aus der Betonplatte aus. Die Betonbruchstücke werden mit sehr hoher Geschwindigkeit herausgeschleudert und stellen eine Gefahr für dahinter befindliche Personen und Sachwerte dar [140]. Vorgeschädigte Bereiche (Herstellungsfehler, Lufteinschlüsse, unvermischte Faserkonzentrationen, Kiesnester usw.) sind besonders anfällig für solche Risse und bewirken eine Anziehung der Rissentstehung. Der linke Teil der Abbildung 3-6 zeigt die Wellenausbreitung im Querschnitt einer belasteten Stahlbetonplatte und beschreibt die zeitliche Entwicklung der Bauteilfestigkeit und damit die Größe der lokal auftretenden Spannungen. Im rechten Teil wird der Ausschnitt des Stahlbetonbauteils näher betrachtet und einzelne Risse in Kombination mit Vorschädigungen (mit möglichen Fehlstellen) dargestellt.

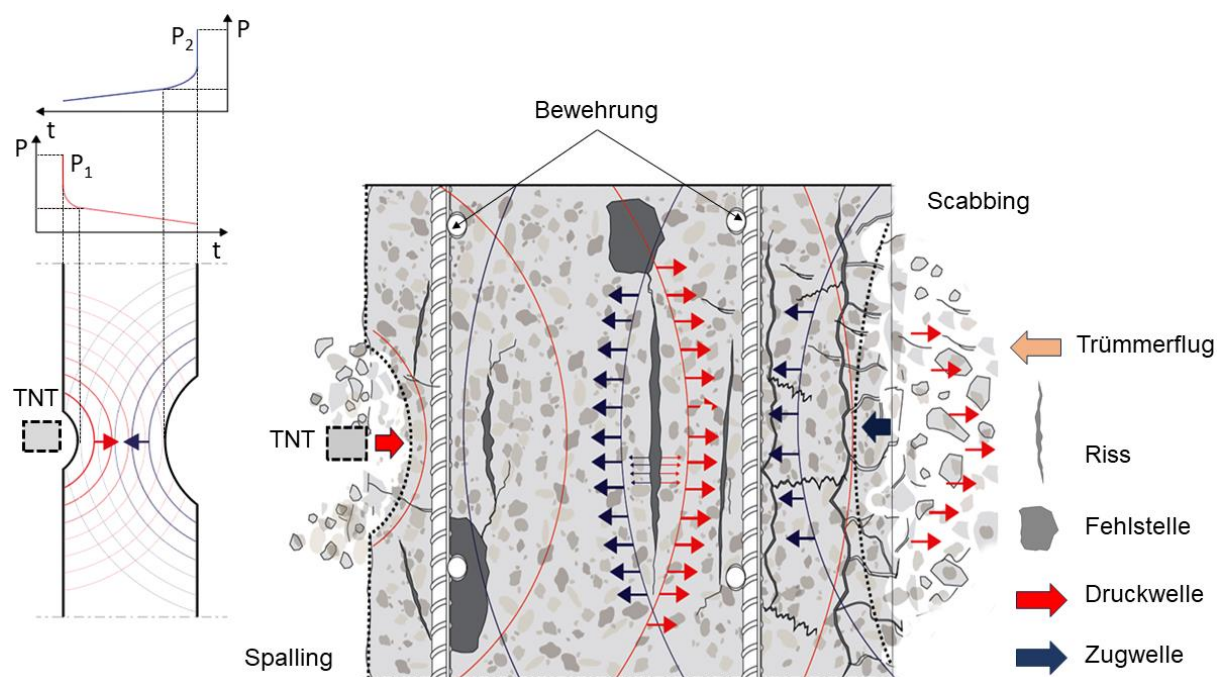


Abbildung 3-6: Rissbildung in Stahlbeton infolge hochdynamischer Einwirkungen.

Weitere Einzelheiten zur Rissbildung in Stahlbetonbauteilen werden in Kapitel 5.5 behandelt. Bei den experimentellen Untersuchungen 3-Punkt-Biegeversuch (3PB) wurden die Rissinitiierung, das Risswachstum, die Rissausbreitung und die Rissöffnungsgeschwindigkeiten mit optischen Messsystemen bestimmt.

4 Materialeigenschaften und Geometrie der untersuchten Versuchskörper

4.1 Allgemeines

Für die Untersuchungen in der vorliegenden Forschungsarbeit wurden Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mit unterschiedlichen Abmessungen (200 x 200 x 20; 25; 30 cm), unterschiedlichem Aufbau (zweischalige Platten: Stahlbetonplatte mit Stahlfaserbetonschicht ($d = 5$ cm) und Stahlbetonplatte mit DUCON-Platte ($d = 5$ cm) verstärkt) und unterschiedlichem Fasergehalt (0,5, 1,0 und 2,0 Vol.-%) hergestellt sowie nach dem Kontaktdetonationsversuch eingesetzt. Die Plattenabmessungen wurden so gewählt, dass die sehr lokalen Kontaktdetonationseffekte nicht durch die Auflagerbedingungen beeinflusst werden. Um zusätzlich den positiven Einfluss der Stahlfasern auf die Reduzierung des Trümmerfluges und die Minimierung der Plattenschädigung mit entsprechender Erhöhung des Tragwiderstandes zu untersuchen, wurde ein Teil der Versuchskörper mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten hergestellt. Die zweischaligen Platten (zwei Typen) bestanden aus einer nachträglich aufgetragenen Stahlfaserbetonschicht mit einem Stahlfasergehalt von 2,0 Vol.-% (Typ 1) und einer zusätzlichen Platte (Typ 2) aus mikrobewehrtem Hochleistungsbeton (*engl. DUCON: – DUCtile CONcrete*). Beide Verstärkungen wurden mit Bauteildicken von 5 cm ausgeführt. Sie wurden auf der lastabgewandten Seite der 25 cm dicken Stahlbetonplatten angeordnet. Daraus ergibt sich eine Gesamtdicke der bewehrten Bauteile von 30 cm. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden insgesamt 24 angesprengte Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten geprüft. Die untersuchten Platten sind in Tabelle 4-1 aufgelistet. Die folgende Probenbezeichnung wurde verwendet, um eine eindeutige Zuordnung zu ermöglichen:

Plattenart	Bauteildicke	Fasergehalt	Lfd. Nr.
S: Stahlbeton	20; 25; 30 cm	0: ohne Fasern	1; 2; 3 ...
SF: Stahlfaserbeton	30 cm	0.5: 0,5 Vol.-% Stahlfasern	
S+SF: Stahlbeton + Stahlfaserbeton	25 cm + 5 cm	1: 1,0 Vol.-% Stahlfasern	
S+D: Stahlbeton + DUCON-Platten	25 cm + 5 cm	2: 2,0 Vol.-% Stahlfasern	

z. B.: S-20-0-4: Stahlbetonplatte, 20 cm dick, 0,0 Vol.-% (ohne Stahlfasern), Lfd. Nr. 4.

SF-30-1-2: Stahlfaserbetonplatte (Nr. 2), 30 cm dick, mit 1,0 Vol.-% Stahlfasern, Lfd.

Nr. 2.

S+SF-25-5-0-2-1: zweischalige Platte, Stahlbeton 25 cm und Stahlfaserbetonplatte 5 cm mit 2,0 Vol.-% Stahlfasern, Gesamtdicke 30 cm, Lfd. Nr. 1.

S+D-25-5-0-x-2: zweischalige Platte, Stahlbeton 25 cm und DUCON-Platte 5 cm mit Bewehrungsführung x vertraulich, Gesamtdicke 30 cm, Lfd. Nr. 2.

Die Herstellung der Beton- und Faserbetonprobekörper (Betonage, Ausschalen, Ausschalfrieten, Nachbehandlung der Betonproben etc.) erfolgt auf der Grundlage der aktuellen Normen im Betonbau DIN EN 12620 [141], DIN 1045-2 [44], DIN EN 206-1 [142], DIN EN 14889-1 [65] sowie der Richtlinie des DAfStb für Stahlfaserbeton [66]. Die Probekörper wurden nach dem Ausschalen 28 Tage im Wasser bei 20 °C Raumtemperatur gelagert. Die Probekörper wurden nach dem Ausschalen bis zu den Kontaktdetonationsversuchen (ca. 75 - 80 Tage) im Freien erhärtet.

Tabelle 4-1: Übersicht der untersuchten Platten.

Nr.	Plattenummer	Plattentyp	Plattenanzahl [Stück]	Plattenabmessungen [m]	Fasergehalt [Vol.-%]	Ladungsmengen [g SEMTEX10]
Referenzplatte						
1	S-20-0-1	Stahlbetonplatte neu (nicht angesprengt)	1	2 x 2 x 0,2	0.0	-
Typ 1						
2	S-20-0-2	Stahlbetonplatten (S)	1	2 x 2 x 0,2	0.0	1000
3	S-20-0-3		1	2 x 2 x 0,2	0.0	
4	S-25-0-4		1	2 x 2 x 0,25	0.0	1000
5	S-25-0-5		1	2 x 2 x 0,25	0.0	2000
6	S-25-0-6		1	2 x 2 x 0,25	0.0	
7	S-30-0-7		1	2 x 2 x 0,3	0.0	1000
8	S-30-0-8		1	2 x 2 x 0,3	0.0	
Typ 2.1						
9	SF-30-0,5-1	Stahlfaserbetonplatten (SF)	1	2 x 2 x 0,3	0.5	1500
10	SF-30-0,5-2		1	2 x 2 x 0,3	0.5	
11	SF-30-0,5-3		1	2 x 2 x 0,3	0.5	2000
12	SF-30-0,5-4		1	2 x 2 x 0,3	0.5	
Typ 2.2						
13	SF-30-1-1	Stahlfaserbetonplatten (SF)	1	2 x 2 x 0,3	1.0	1500
14	SF-30-1-2		1	2 x 2 x 0,3	1.0	
15	SF-30-1-3		1	2 x 2 x 0,3	1.0	2000
16	SF-30-1-4		1	2 x 2 x 0,3	1.0	
Typ 2.3						
17	SF-30-2-1	Stahlfaserbetonplatten (SF)	1	2 x 2 x 0,3	2.0	1500
18	SF-30-2-2		1	2 x 2 x 0,3	2.0	
19	SF-30-2-3		1	2 x 2 x 0,3	2.0	2000
20	SF-30-2-4		1	2 x 2 x 0,3	2.0	
Typ 3						
21	S+SF-25-5-0-2-1	Stahlbetonplatte mit nachträglich auf der einwirkungsabgewandten Seite aufgetragenen Stahlfaserbeton (S+SF)	1	2 x 2 x 0,25 2 x 2 x 0,05	0.0 2.0	1500
22	S+SF-25-5-0-2-2		1	2 x 2 x 0,25 2 x 2 x 0,05	0.0 2.0	1500
Typ 4						
23	S+D-25-5-0-x-1	Stahlbetonplatte mit nachträglich auf der einwirkungsabgewandten Seite aufgetragenen DUCON Schutzplatte (S+D)	1	2 x 2 x 0,25 2 x 2 x 0,05	0.0 DUCON	2000
24	S+D-25-5-0-x-2		1	2 x 2 x 0,25 2 x 2 x 0,05	0.0 DUCON	2000

4.2 Verwendete Werkstoffe

4.2.1 Stahlbeton

Die Herstellung der Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten erfolgte durch einen externen Hersteller (DUHA Fertigteilbau GmbH). Die Platten bestehen aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit zweilagiger orthogonaler Bewehrung (Mattenbewehrung Q524 A in oberer und unterer Lage). Angaben zu den Betonmischungen sowie zum Schal- und Bewehrungsplan sind im Anhang (Abschnitt A.1) enthalten (siehe Abbildung 4-1).



Abbildung 4-1: Herstellung von Platten.

4.2.2 DUCON - Mikrobewehrter Hochleistungsbeton

Der innovative Werkstoff DUCON ermöglicht dünnwandige, frei formbare Bauteile, die sich durch hohe Tragfähigkeit, Festigkeit und Dauerhaftigkeit auszeichnen. Die Mikrobewehrung MicroMat besteht hauptsächlich aus korrosionsbeständigem Stahl. Alternativ können auch andere Materialien wie Kunststoff, Glasfaser oder Carbongewebe verwendet werden. Die besondere Struktur dieser patentierten Technologie macht DUCON zu einem multifunktionalen Werkstoff mit hervorragenden Sicherheitseigenschaften. Insbesondere bei der Instandsetzung, Verstärkung und Abdichtung bestehender Bausubstanz sowie bei Neubauten mit hohen Sicherheitsanforderungen und langer Lebensdauer ist DUCON die erste Wahl [143].

Die zusätzlich auf der Schutzseite der Stahlbetonplatte ($d = 25 \text{ cm}$) eingesetzten 5 cm dicken DUCON-Platten haben eine statische Druckfestigkeit von ca. 90 - 110 MPa (siehe Abbildung 4-2). Die Platten wurden mit der Versuchskonstruktion an der Oberfläche der Stahlbetonplatte festgeklemmt und es erfolgte keine weitere vollflächige Befestigung. Die als geheim eingestufteten DUCON-Platten wurden nach dem Kontaktdetonationsversuch nicht weiter untersucht. Als Haupttragwerk wurde die 25 cm dicke Stahlbetonplatte untersucht.

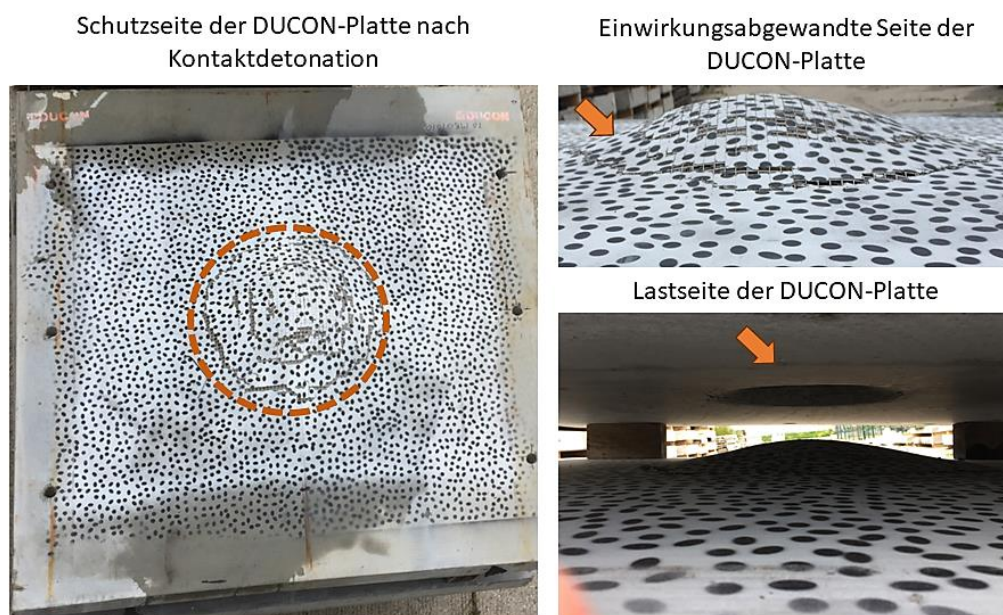


Abbildung 4-2: DUCON-Platten nach Kontaktdetonation.

4.2.3 Stahlfasern

Für die Herstellung der Stahlfaserbetonplatten wurden Stahlfasern Dramix 4D 65/35 BG der Firma Bekaert verwendet (Abbildung 4-3) [103]. Die Dramix 4D-Serie wurde unter Berücksichtigung höchster Anforderungen an Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit entwickelt. 4D-Stahlfasern werden hauptsächlich als Kombinationsbewehrung in Verbindung mit Betonstahlbewehrung eingesetzt und bieten eine wirtschaftliche und effiziente Lösung für Bauteile mit begrenzter Rissbreite. Verwendet wurden gekröpfte Stahlfasern mit einer Länge von 35 mm und einem Durchmesser von 0,55 mm (Zugfestigkeit: 1850 N/mm², Elastizitätsmodul: 200000 N/mm²). Die Fasern wurden sorgfältig mit dem Beton vermischt, um eine möglichst gleichmäßige Verteilung zu gewährleisten. Ein Datenblatt mit weiteren Informationen befindet sich im Anhang (siehe Abbildung A.1-9).

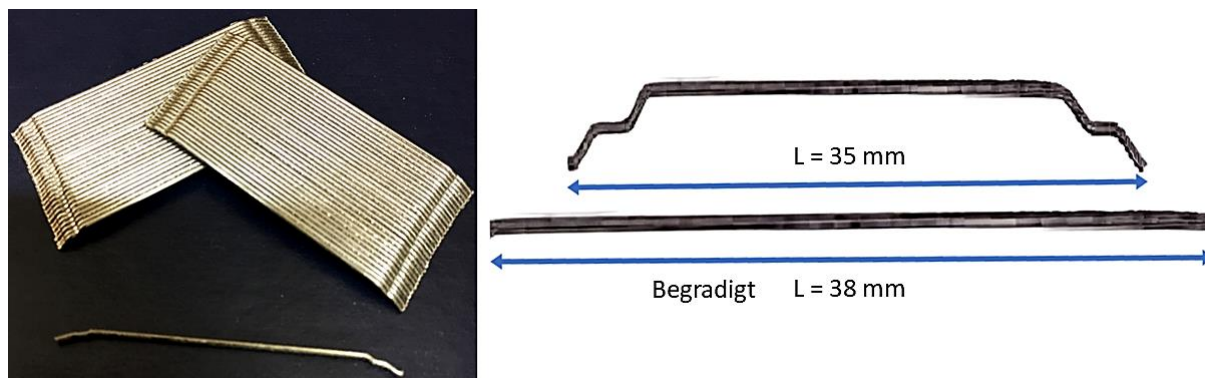


Abbildung 4-3: Dramix-Stahlfasern [103].

Bei den Stahlbetonplatten mit zusätzlicher Faserbetonschicht wurde diese 5,0 cm dicke Schicht nach mehr als 28 Tagen auf die 25 cm dicken Stahlbetonplatten auf der

lastabgewandten Seite aufgebracht. Unmittelbar nach dem Betonieren wurde die Oberfläche der Stahlbetonplatten mit einem Rechen aufgeraut, um einen guten Verbund zwischen den einzelnen Betonschichten zu gewährleisten. Abbildung 4-3 zeigt ein Beispiel dieser aufgerauten Oberfläche.



Abbildung 4-4: Verstärkung der Stahlbetonplatte mit Stahlfaserbeton mit einem Fasergehalt von 2,0 Vol.-%.

4.3 Kontaktdetonation

4.3.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden in einem Bunker der niederländischen Organisation für angewandte wissenschaftliche Forschung (TNO) in der Nähe von Den Haag durchgeführt. Die Stahlbetondecken wurden durch L-förmige Stahlträger in vertikaler Position gehalten. Diese 20 cm breiten Stahlträger (L-Stützen) wurden vor beiden Seiten der Stahlbetondecken angeordnet und mit Gewindestangen verbunden. Der sich daraus ergebende horizontale lichte Abstand zwischen den Stahlträgern betrug 160 cm (siehe Abbildung 4-5) [144].



Abbildung 4-5: Versuchsaufbau Kontakt detonation (Stahlbetonplatte vor- und nach Detonation).

Zur Beschreibung der Trümmerflugparameter wurden drei HKS auf der Schutzseite der Platte in verschiedenen Positionen eingesetzt. Zur Bestimmung der Trümmerflugbahn, der Trümmerintensität und der Trümmergeschwindigkeit einer Auffangkonstruktion. Die numerische Analyse des sekundären Trümmerfluges ist in Kürze in einer separaten wissenschaftlichen Arbeit der Forschungsgruppe BauProtect der Universität der Bundeswehr München geplant.

4.3.2 Sprengstoff (SEMTEX10)

Bei der Kontakt detonation wurden die Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mit unterschiedlichen Ladungsmengen belastet. Als Sprengstoff wurde SEMTEX10 (1000 g, 1500 g und 2000 g) verwendet (siehe Abbildung 4-6). Nach dem Wiegen wurde der Sprengstoff in ein PVC-Rohr mit kreisförmigem Querschnitt und einem Innendurchmesser von 103 mm gefüllt. Die Detonationsgeschwindigkeit betrug ca. 7.200-7.400 m/s.

Die Sprengladungen wurden mit einem Ende bündig mit der Mitte der Oberfläche der Stahlbetonplatte angebracht. Das resultierende Verhältnis von Länge zu Durchmesser (Sprengstoff ohne PVC-Rohr) der verschiedenen Ladungen betrug 0,7 für 1000 g, 1,1 für 1500 g und 1,4 für 2000 g SEMTEX10.

Die Sprengladungen wurden mit einem Dynadet-C2-Sprengzünder gezündet, der ca. 10 mm tief in die Mitte der Sprengstoffoberfläche gegenüber der Stahlbetonplatte gedrückt wurde.



Abbildung 4-6: Sprengladung ohne Zünder [107], [144].

5 Erfassung der Schädigungsparameter und Entwicklung des Ingenieurmodells

5.1 Allgemeines

Nach Sichtung der vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (insgesamt 37 Platten nach Kontaktdetonation) wurden an 24 Platten die zerstörungsfreien Prüfungen durchgeführt (Tabelle 4-1). Für die Versuche wurden jeweils mindestens zwei identische Platten des jeweiligen Plattentyps ausgewählt, sodass Plattengröße, Struktur, Fasergehalt sowie die Größen der variablen Ladungsmengen übereinstimmten. Jeweils eine Platte wurde im 3-Punkt-Biegeversuch und die andere Platte im Zerstörungsversuch (Sägen) geprüft, um die Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen zu validieren. Zusätzlich wurde eine unbeschädigte, d. h. nicht angesprengte, Stahlbetonplatte als Referenzplatte ($d = 20 \text{ cm}$) betrachtet.

Die vorgeschädigten Platten wurden mit Impact-Echo, Ultraschall, Georadar, Ferroscan, 3D-Scan (Zeiss-Systeme) und Betonprüfhammer untersucht. Ziel dieser umfangreichen Untersuchungen mit verschiedenen ZfP-Methoden ist es einerseits die Schädigung der Platten möglichst genau zu identifizieren und zu beschreiben und andererseits aufzuzeigen, welche der oben genannten Methoden am besten geeignet ist, die diffuse Schädigung nach einer Kontaktdetonation zu quantifizieren.

5.2 Definition der Schadenskategorien

Die Schädigung eines Stahlbetonbauteils nach einer Kontaktdetonation umfasst im Wesentlichen drei Einwirkungszonen. Diese Bereiche der beschädigten Zonen/Einwirkungszonen werden in die Zermalmungszone, Risszone und Erschütterungszone untergliedert [145]. Siehe hierzu die Abbildung 5-1.

Im Allgemeinen können die Plattenschäden (Schädigungsbereiche) in die folgenden zwei Typen/Bereiche eingeteilt werden:

- Visuell erkennbare Schäden bzw. Schadensbereiche: Krater, Abplatzungen, Oberflächenrisse und
- visuell nicht erkennbare Schäden bzw. Schadensbereiche (innere Schäden): Risse, Betongefügeschädigung, Verbundversagen zwischen Beton und Bewehrung etc. (siehe Abbildung 5-2).

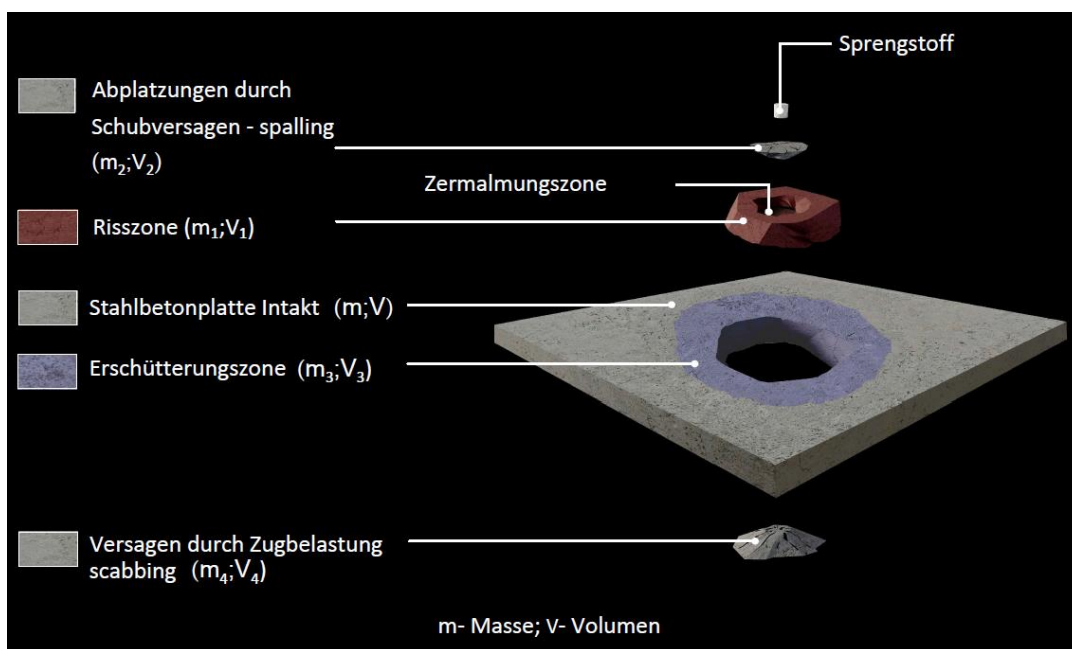


Abbildung 5-1: Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation. Schädigungszonen mit entsprechenden Massen und Volumina.

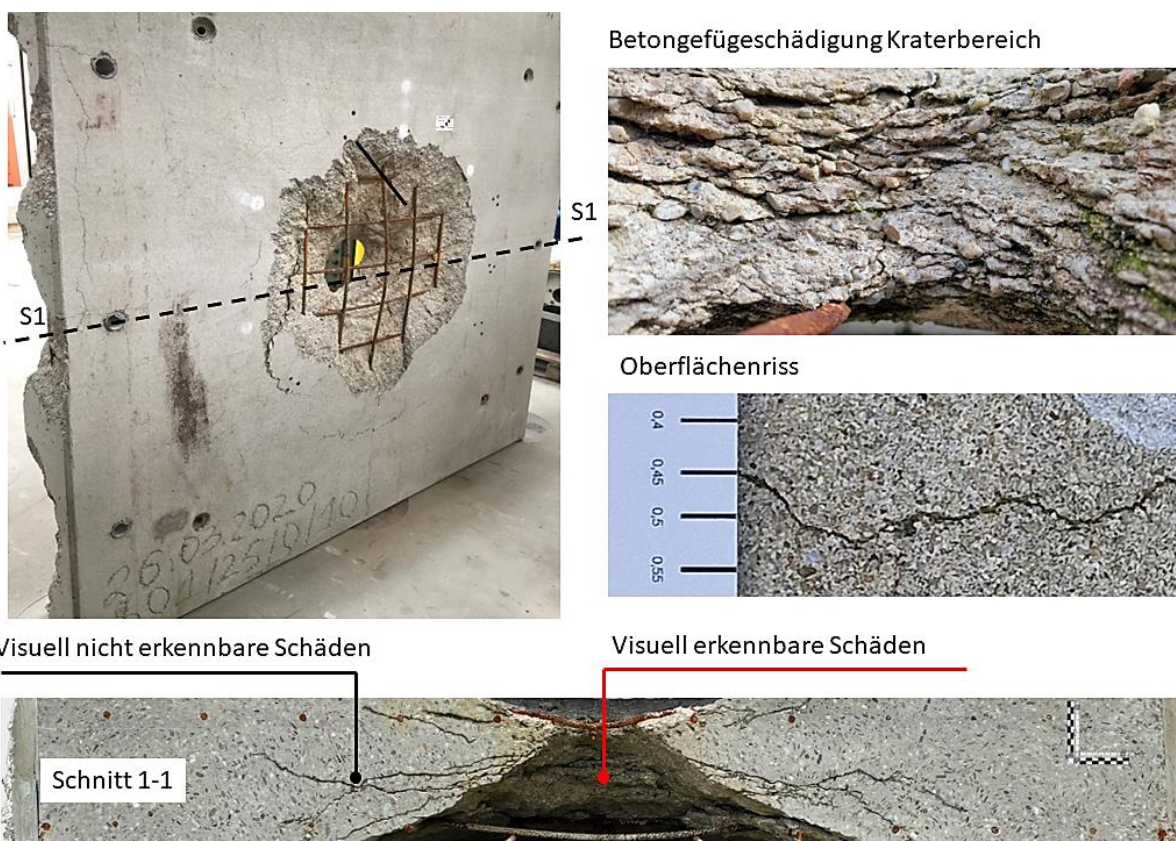


Abbildung 5-2: Schadensbilder an Stahlbetonbauwerken nach Kontaktdetonation (Platte S-25-0-5).

Die visuelle Untersuchung aller 23 angesprengten Platten ergab, dass die Plattenoberfläche von Rissen mit einer Breite von ca. 0,1 bis 1 mm durchzogen war. Die Rissbreiten nahmen von der Plattenmitte zu den Plattenenden hin ab (Abbildung 5-3).

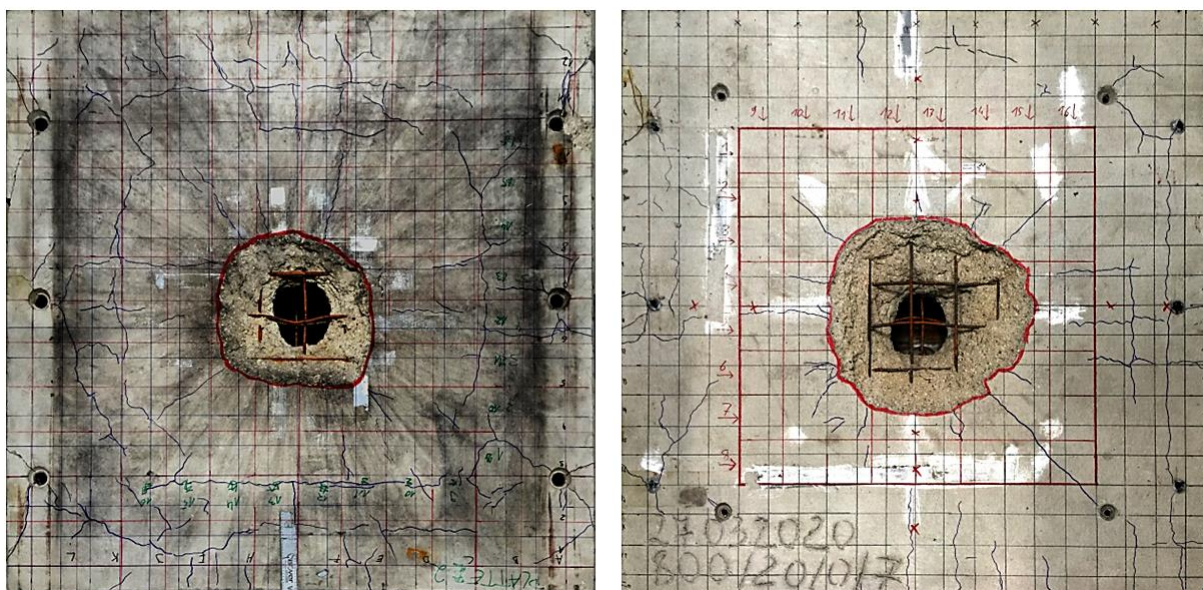


Abbildung 5-3: Gerissene Plattenoberflächen nach Kontaktdetonation (S-20-0-3).

Die Rissbreiten der Risse in der Risszone betragen ca. 0,3 bis 2 mm und nahmen wie die Oberflächenrisse von der Plattenmitte zu den Plattenenden hin ab. Die Anzahl der übereinander liegenden Risse in der Risszone kann den Plattenquerschnitt (Risszone) in bis zu ca. 5 Teile unterteilen (Abbildung 5-2).

Ein weiteres auffälliges Merkmal war, dass alle Plattenenden, die bei der Kontaktdetonation als Auflager dienten, stark abgeplatzt waren (Abbildung 5-4).

Stahlfaserbeton
(1,0 Vol.-% Fasergehalt)



Zweischalige Platte
(5 cm Stahlfaserbeton
mit 2,0 Vol.-%)



Stahlbeton ($d = 30 \text{ cm}$)



Stahlbeton ($d = 25 \text{ cm}$)



Stahlbeton ($d = 20 \text{ cm}$)



Abbildung 5-4: Beschädigung der Plattenkanten durch Kontaktdetonation.

Bei Stahlbetonplatten mit einer Dicke von weniger als 25 cm wurde die Bewehrung im Kraterbereich bereits nach der Detonationsbelastung plastisch verformt (verbogen,

abgerissen), siehe Abbildung 5-5. Bewehrungsschäden, wie sie bei den Georadaruntersuchungen in Kapitel 5.3.4.2 festgestellt wurden, könnten auf eine mangelhafte Ausführung oder Übergreifungsstöße der Bewehrung zurückzuführen sein. Diese Thematik der Bewehrungsschäden (Schadigungsgrad der Bewehrung) sollte in zukünftigen Projekten näher untersucht werden.

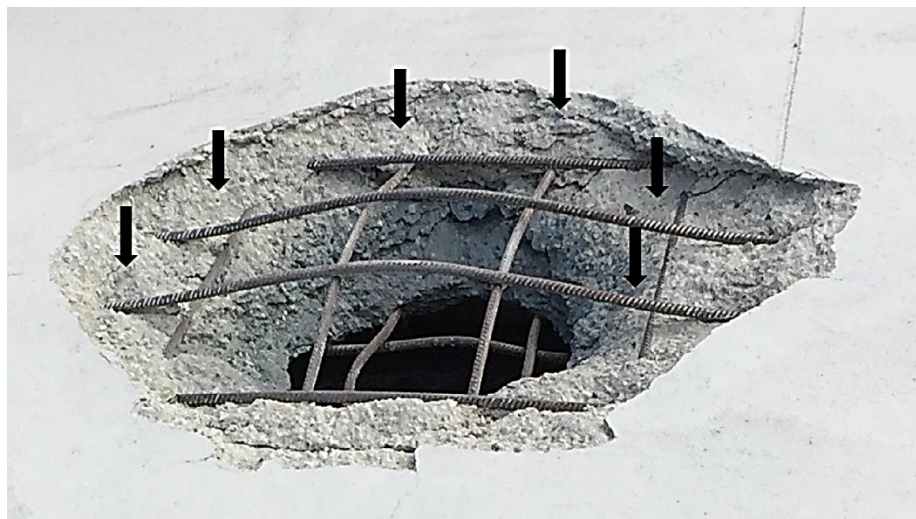


Abbildung 5-5: Plastisch verformte Bewehrung (Platte S-25-0-5).

Nach visueller Begutachtung der vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurden folgende drei Schadenskategorien (anhand der visuell erkennbaren Schäden) definiert und in Abbildung 5-9 dargestellt. Die **Schadenskategorie I** beschreibt eine vollständige Perforation des Plattenquerschnitts. Die Detonation ist so stark, dass die Platte vollständig durchschlagen wurde. Deutlich erkennbar sind die verbogenen, teilweise getrennten, Bewehrungsstäbe auf beiden Seiten der Stahlbetonplatte (siehe Abbildung 5-6).



Abbildung 5-6: Beispieldarstellung Schadenskategorie I, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte S-20-0-2.

Bei der **Schadenskategorie II** sind auf beiden Plattenseiten (Beanspruchungsseite/Schutzseite) durch Betonabplatzungen Krater entstanden. Die Sprengwirkung hat in diesem

Fall nicht ausreicht, um den Bauteilquerschnitt zu durchdringen. Bei genauer Betrachtung des Kraters auf der Beanspruchungsseite ist zu erkennen, dass durch die Wucht der Kontaktdetonation die Bewehrungslage auf dieser Seite freigelegt und die Bewehrungsstäbe in Richtung Schutzseite gebogen wurden. Auf der Schutzseite hatte die Detonation nur Auswirkungen auf den Beton. Die Bewehrungslage auf der Schutzseite wurde nur oberflächlich freigelegt und offensichtlich nur geringfügig verformt (siehe Abbildung 5-7).

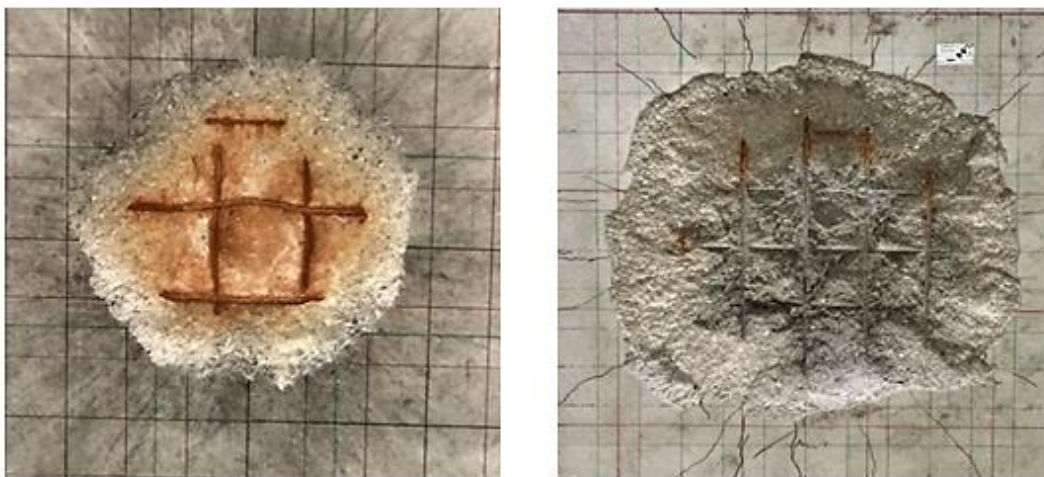


Abbildung 5-7: Beispieldarstellung Schadenskategorie II, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte S-30-0-7.

Bei der **Schadenskategorie III** liegt auf der Belastungsseite ein Krater vor, während auf der Schutzseite nur innere Beschädigungen und Oberflächenrisse vorhanden sind. Dieses Schadensbild tritt vor allem bei stahlfaserverstärkten Platten auf (siehe Abbildung 5-8).

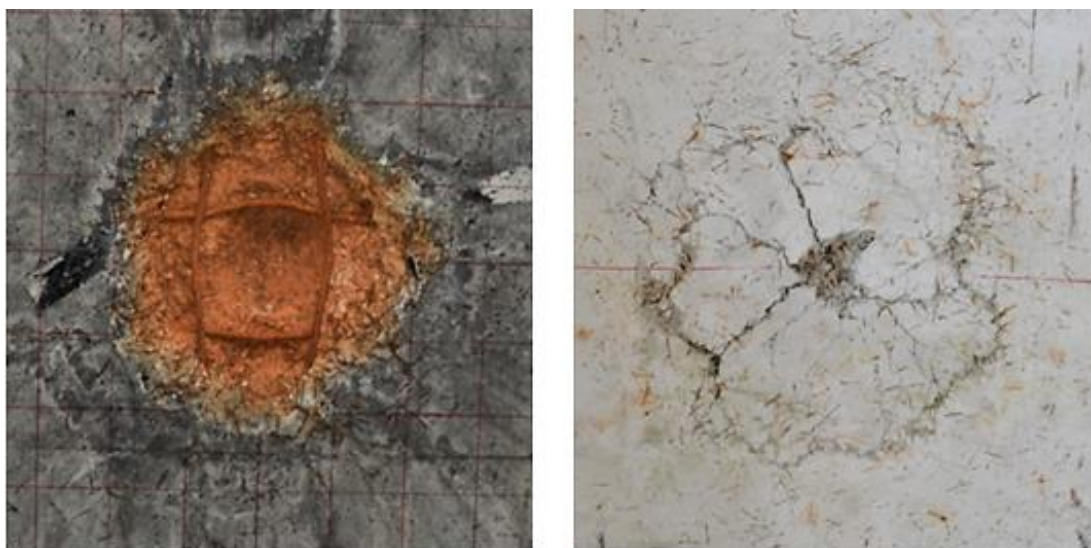


Abbildung 5-8: Beispieldarstellung Schadenskategorie III, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte SF-30-1-4.

Die festgestellten Schadensmerkmale und die definierten Schadenskategorien sind beispielhaft in Abbildung 5-9 dargestellt.

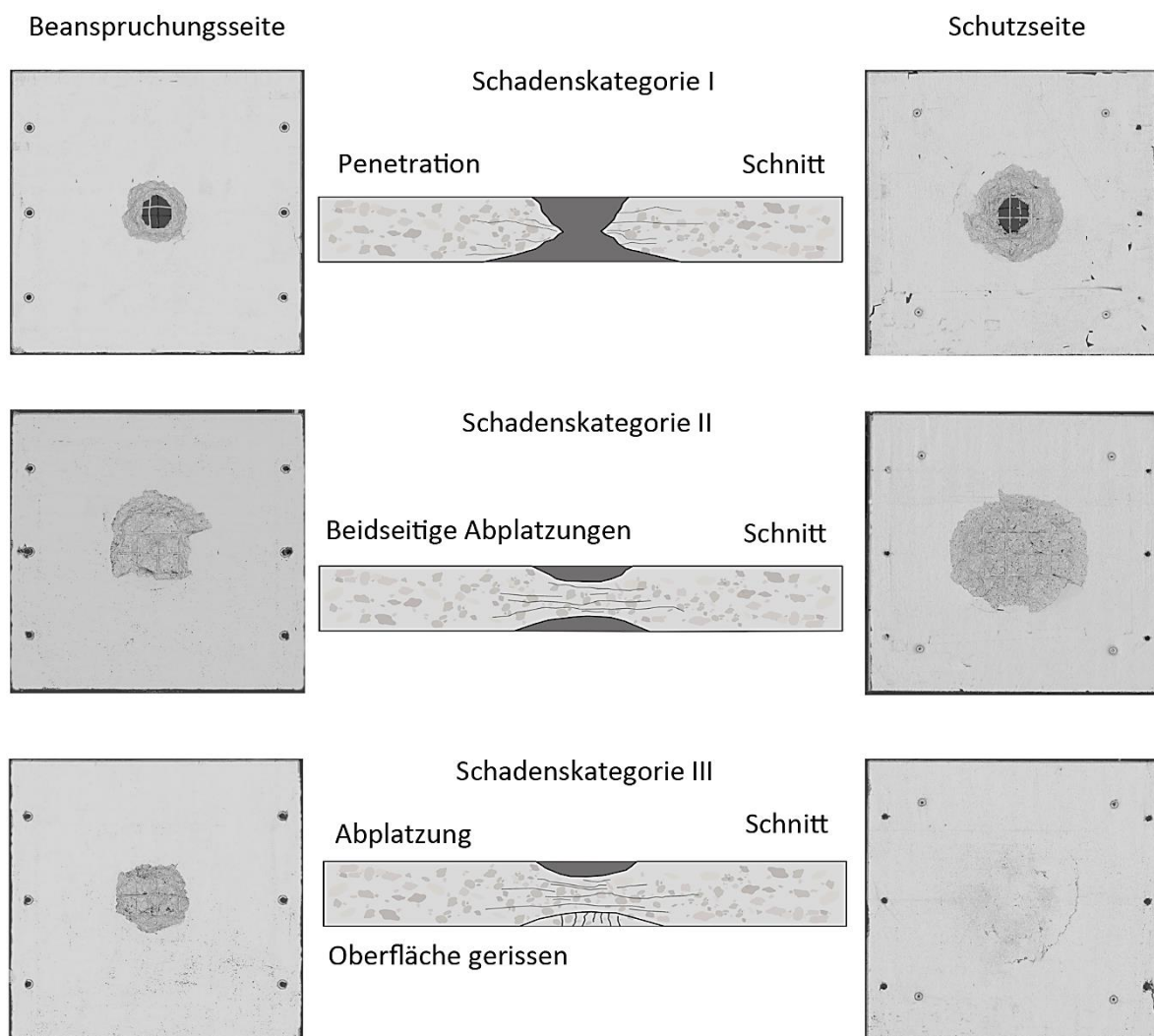


Abbildung 5-9: Festgestellte Schadensmerkmale und definierte Schadenskategorien.

5.3 Erfassung von Plattenschäden mit zerstörungsfreien Prüfmethoden

5.3.1 3D-Scan

Für die 3D-Digitalisierung der Probekörper wurde das Messsystem T-Scan LV der Firma Zeiss eingesetzt. Dabei handelt es sich um einen handgeführten Laserscanner, mit dem schnell und hochpräzise die zu scannenden Objekte erfasst und in Echtzeit auf einem Computer visualisiert werden kann. Die 23 angespannten Stahlbetonplatten (Tabelle 4-1) wurden mit dem Messsystem T-Scan LV eingescannt. Die Referenzplatte wurde nicht digitalisiert, da es sich um die unbeschädigte Platte handelt.

5.3.1.1 Das System 3D-Scan

Das System 3D-Scan Zeiss besteht aus mehreren Komponenten: der Trackingkamera „T-Track LV Kamera“, dem Handscanner „T-Scan Sensor“ einer Controller-Einheit zur Stromversorgung und Bündelung der Informationen und einem Messcomputer, auf dem die Steuerungs- und Scansoftware „colin 3D“ installiert ist [146], [147].

Die Trackingkamera (Abbildung 5-10, links) ist eine optische Trackingeinheit, welche mit Hilfe von drei Kameras die Positionen der Infrarot-Marker des Handscanners (Abbildung 5-11, links) erfassen und in 3D-Koordinaten umrechnen kann. Das Kamerasystem ist so konzipiert, dass in seinem großen Messvolumen von bis zu 35 m³ (Abbildung 5-10, rechts) auch großformatige Objekte schnell und mit größtmöglicher Bewegungsfreiheit ohne häufiges Umsetzen der Kamera gescannt werden können [147].

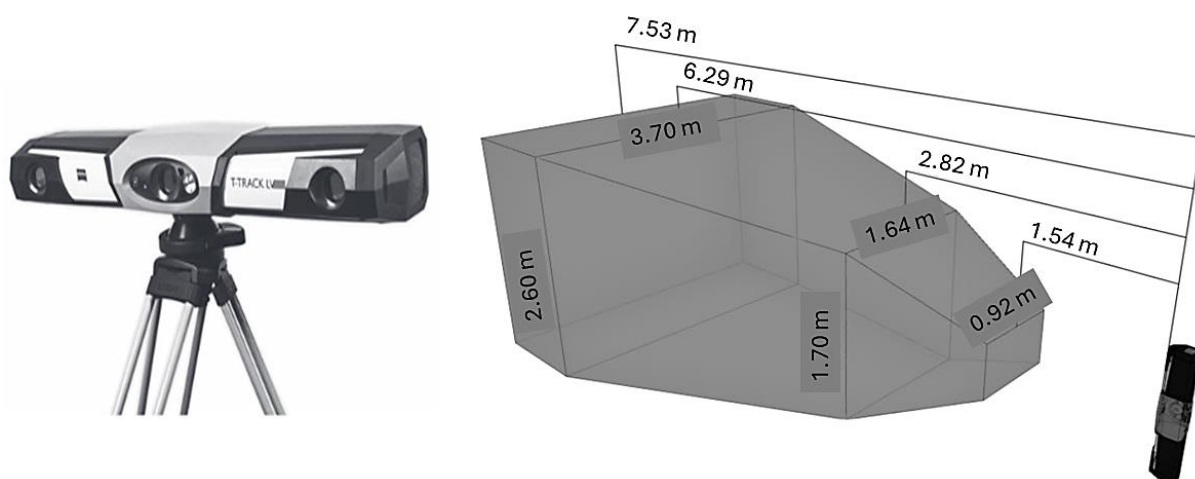


Abbildung 5-10: Trackingkamera [148] (links); Scanvolumen [147] (rechts).

Neben der Trackingkamera ist der Handscanner die zweite Hauptkomponente zur Datenerfassung (Abbildung 5-11, links). Dabei handelt es sich um einen Linienscanner, der mit einem optisch aufgeweiteten Laserstrahl und einer 2D-Kamera die Objektoberflächen digitalisiert. Der vom Handscanner ausgesandte Laserstrahl wird vom Messobjekt reflektiert. Aus dem von der Empfängeroptik des Handscanners unter einem bestimmten Winkel zurückreflektierten Licht wird mittels Triangulation die Messdistanz berechnet (Abbildung 5-11, rechts) [147].

Sehr gute Ergebnisse sind bei hellen, diffus reflektierenden und undurchsichtigen Oberflächen zu erwarten. Spiegelnde und dunkle Oberflächen werden vom System nicht oder nur sehr schlecht erkannt. Die Genauigkeit wird durch die Ausrichtung des Handscanners zur Oberfläche beeinflusst. Der Handscanner sollte möglichst senkrecht zur Oberfläche gehalten werden, um eine optimale Reflexion zu gewährleisten. Einen weiteren Einfluss auf die Genauigkeit der Messergebnisse hat die Kalibrierung des Systems, die regelmäßig vor dem Einsatz durchgeführt werden sollte [147]. Der Handscanner und seine Funktionsweise sind in Abbildung 5-11 dargestellt.

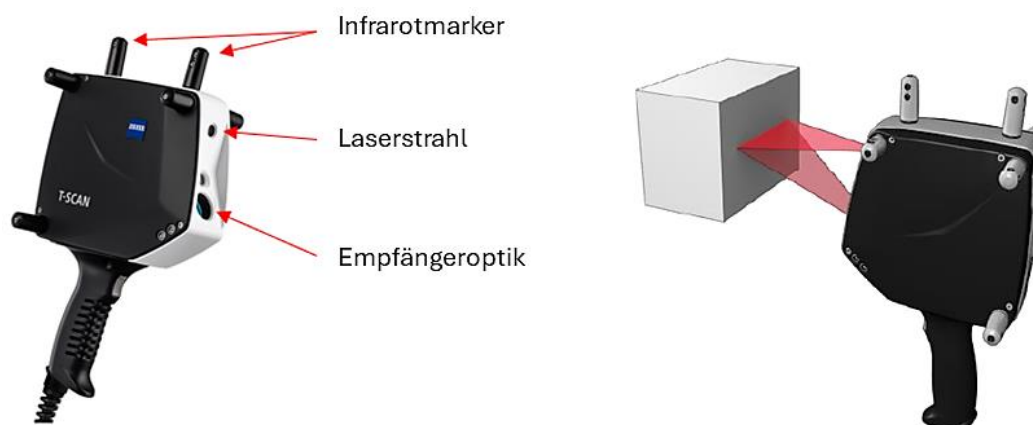


Abbildung 5-11: Handscanner (links), Funktionsweise (rechts).

Nach der Kalibrierung wurde das System orthogonal zur ersten Plattenseite aufgebaut (Abbildung 5-12) und der Scanvorgang durchgeführt. Die Kalibrierungen wiesen dabei eine Abweichung von 31 bis 52 Mikrometer auf. Kalibrierungen im Bereich unter 50 bis 60 Mikrometer Abweichung stellen eine ausreichende Genauigkeit für die Scanvorgänge dar. Eine detaillierte Beschreibung des Messsystems findet sich u. a. in [146], [147], [149].

Die Tracking-Kamera wurde in einem Abstand von ca. 5-6 m zum Probekörper positioniert, so dass dieser vollständig vom Messvolumen erfasst wurde. Anschließend wurde die Platte eingescannt (Abbildung 5-12).

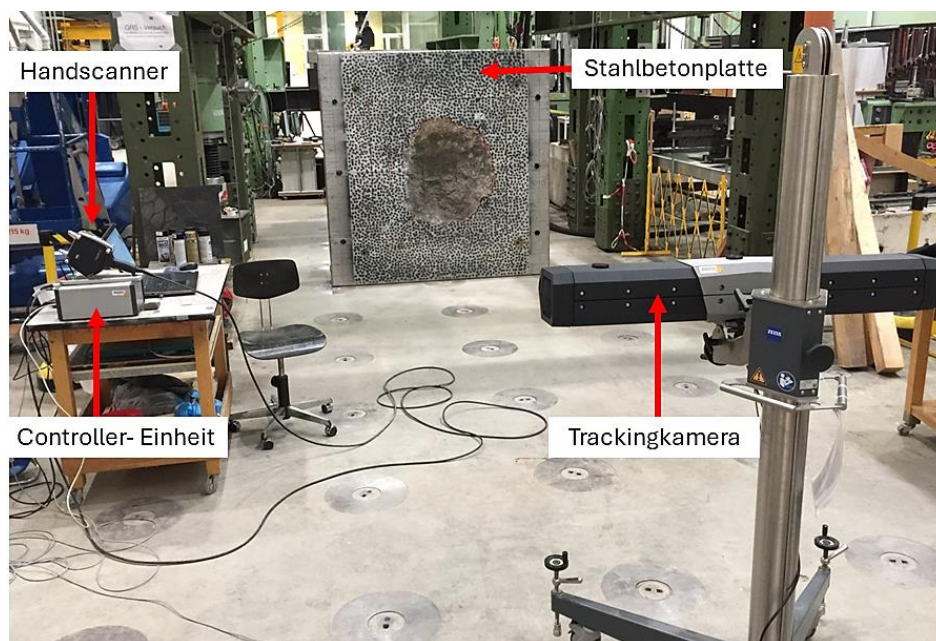


Abbildung 5-12: Aufbau Messsystem 3D- Scan.

5.3.1.2 Auswertung der Messdaten

Um die visuell erkennbaren Schäden sowie die Kraterparameter (Kraterolumina, Schädigungsfläche, Schädigungstiefe, Geometrie etc.) bestimmen zu können, werden die Scandaten des 3D-Scans zunächst als Punktwolke in ein Computerprogramm wie Geomagic

design X oder Blender importiert. Diese Punktwolke wird zu einer geschlossenen Form vernetzt. In diesem Modell können die Krater mit einem Volumen ausgefüllt werden, sodass die Probekörper wieder eine vollständige Platte mit ebener Oberfläche ergeben. Dadurch können anschließend sowohl das Kratervolumen als auch die Schädigungsflächen der Platte, die Kratertiefe, die Kratergeometrie, der Kraterabbruchwinkel etc. im Programm ausgewertet und abgelesen werden (Abbildung 5-13, Abbildung 5-15, Abbildung 5-14 und im Anhang A.2).

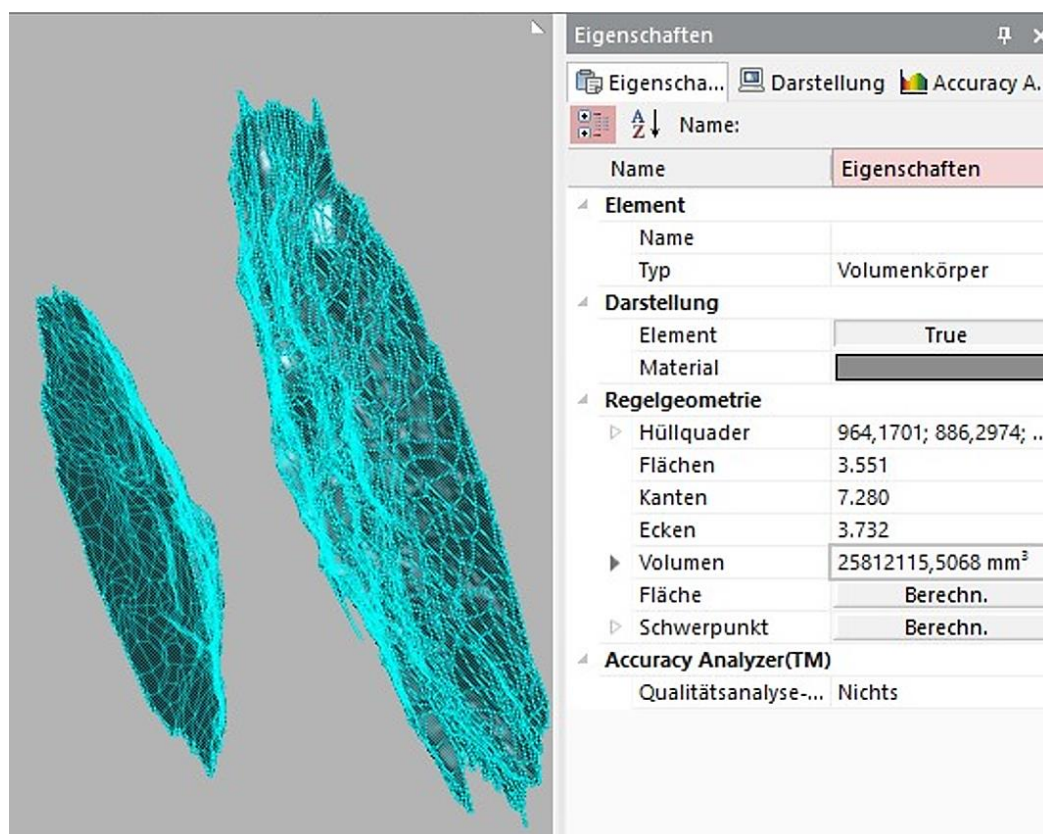


Abbildung 5-13: Gesamtkratervolumina Platte S-30-0-7 (Schadenskategorie II).

Abbildung 5-14 zeigt die Kratertiefen (Scabbing, Spalling) der Platte S30-0-7.

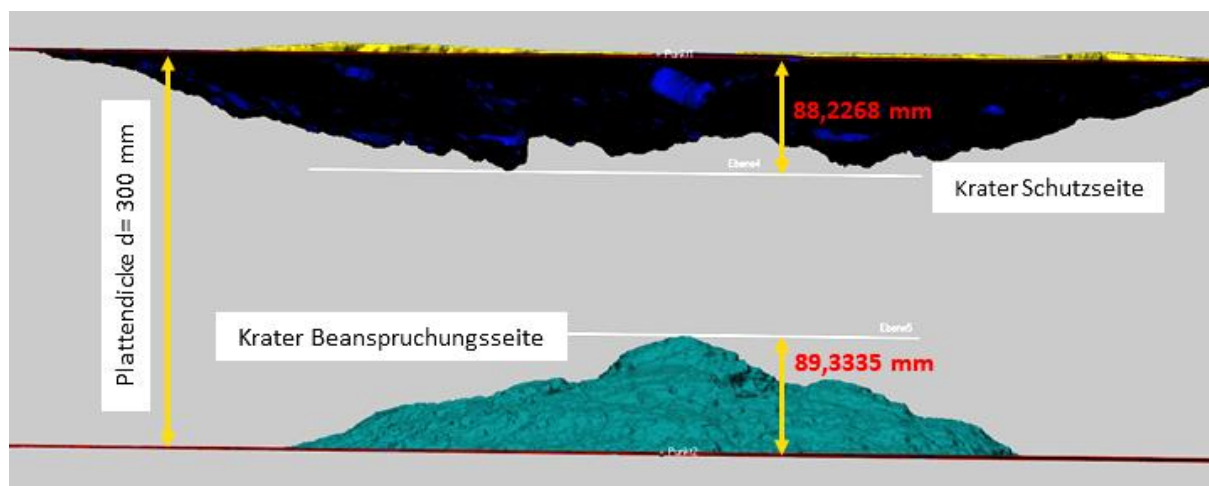


Abbildung 5-14: Kratertiefe Platte S-30-0-7 (Schadenskategorie II).

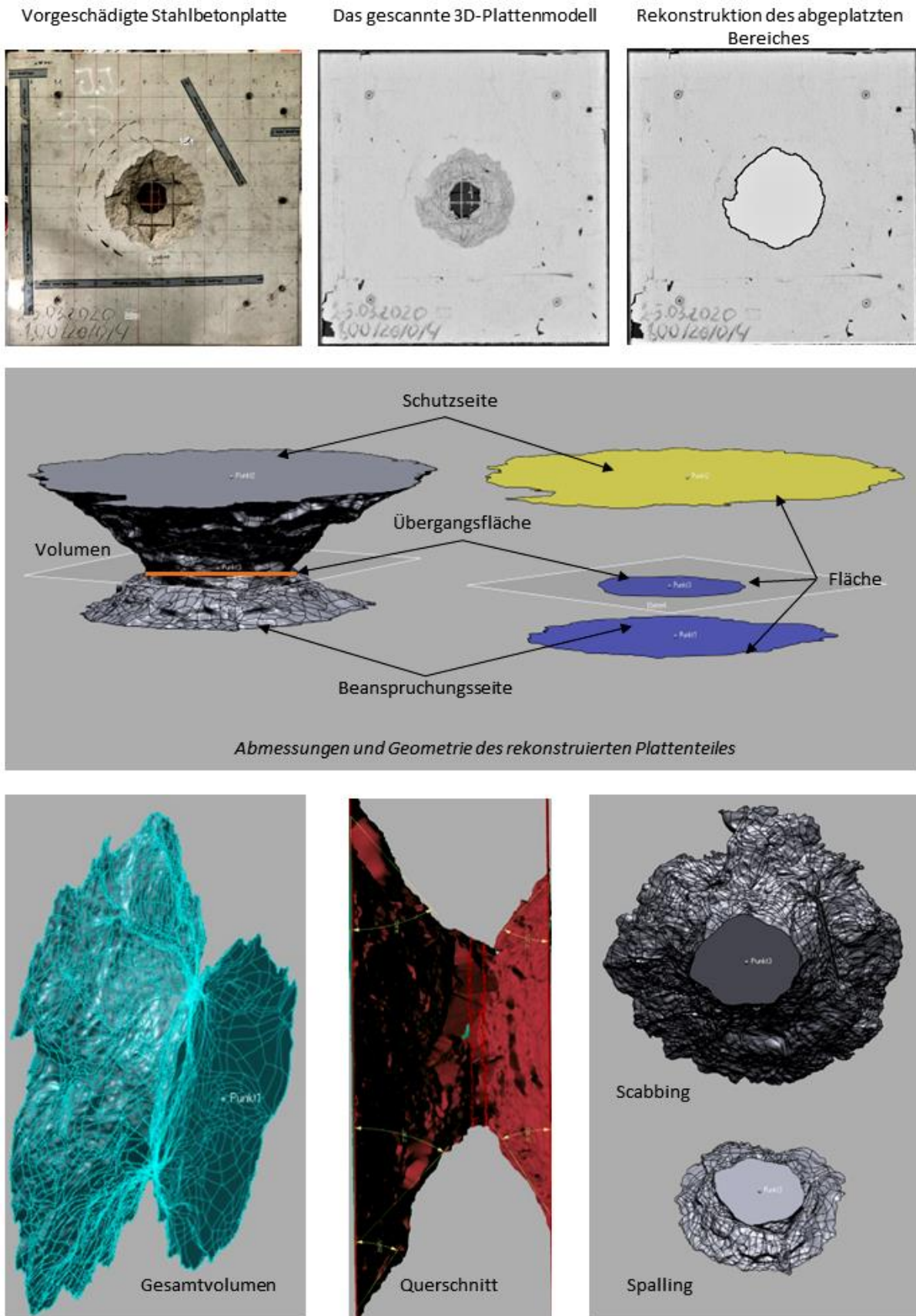


Abbildung 5-15: Auswertungsprinzip Kratervolumen Platte S-20-0-2.

Da die Anspannung mittig auf der Beanspruchungsseite erfolgte und die Auswirkungen der Sprengung nur im mittleren Bereich sichtbar sind, werden nur die frontalen Ansichten der Schutzseite der Platten (jeweils pro Schädigungskategorie I-III) abgebildet. Im Folgenden sind die rekonstruierten Kratergeometrien für jeden Schädigungsfall dargestellt (siehe Abbildung 5-16).

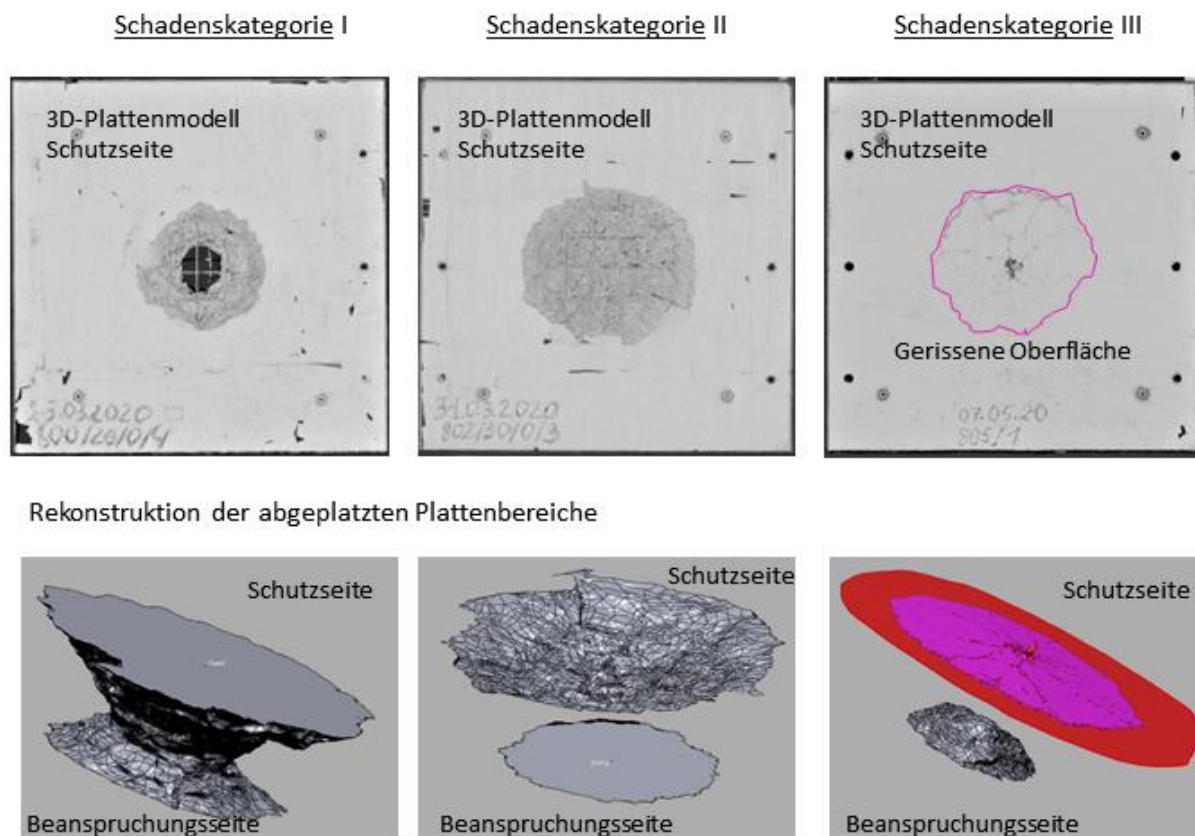


Abbildung 5-16: Geometrie von Abplatzungskrater bei verschiedenen Schädigungsfällen.

5.3.1.3 Sandersatzverfahren

Eine alternative Möglichkeit zur Volumenbestimmung der Krater ist das Sandersatzverfahren. Dabei handelt es sich um ein Verfahren zur Bestimmung der Rohdichte im Gelände nach DIN 18125-2 [150], wobei in dieser Forschungsarbeit nur die Volumenbestimmung angewendet wurde.

Zur Volumenermittlung der Krater wurde zunächst die Masse und das Volumen der Sandmenge (m_s) durch Wiegen ermittelt anschließend wurden die Krater damit verfüllt und leicht verdichtet (Abbildung 5-17). Da die Sanddichte (ρ_s) bekannt war, konnte die allgemeine Volumenformel (Gl. 6.1) zur Bestimmung des Kratervolumens (V_k) verwendet werden.

$$V_k = \frac{m_s}{\rho_s} \quad (5.1)$$

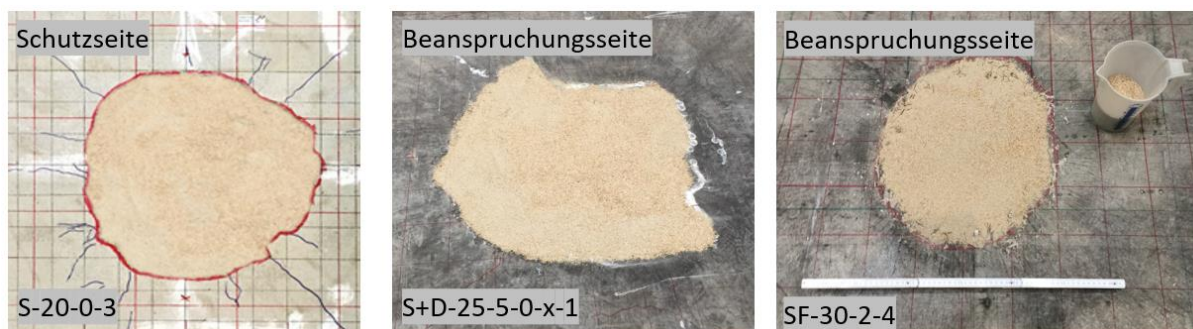


Abbildung 5-17: Sandersatzverfahren.

Mit diesem Verfahren können die Kratervolumina der Platten bestimmt werden. Das Verfahren ist anwendbar, wenn sich die Platten in horizontaler Lage befinden. Die ermittelten Volumina können um 0,7 bis 2,0 % von den tatsächlichen Werten abweichen. In diesem Fall wurden die mit dem Sandersatzverfahren ermittelten Volumina mit den durch 3D-Scan ermittelten Volumina verglichen (siehe Tabelle 5-1). Die Gründe für die Abweichung können von der Schadensart der Platten, der Art des verwendeten Sandes und seinem Verdichtungsgrad abhängen.

Tabelle 5-1: Vergleich der ermittelten Kratervolumina (3D-Scan/Sandersatzverfahren).

Plattennummer	Schadenskategorie	Plattenseite	Ermittelte Kratervolumina		
			3D-Scan	Sandersatzverfahren	Abweichung
			[cm ³]	[cm ³]	[%]
S-20-0-3	Perforation (I)	Gesamtvolumen	25729,57	25251	1,86
S+D-25-5-0-x-1	Abpl.-Abpl. (II)	Beanspruchungsseite	9385,5	9320,74	0,69
SF-30-2-4	Abpl.-Abpl. (II)	Beanspruchungsseite	3721,17	3685,07	0,97

5.3.1.4 Photogrammetrie

Eine weitere Möglichkeit zur Erstellung von 3D-Modellen der beschädigten Probe oder des Kraters ist die Photogrammetrie. Dieses Verfahren beschreibt die Gewinnung von 3D-Informationen aus Fotografien. Der Ablauf der photogrammetrischen Auswertung besteht aus der Objektvorbereitung (Entfernen nicht benötigter Objekte), der Bildaufnahme und der automatisierten Bildauswertung mit Hilfe einer Software. Ist das Objekt ausreichend vorbereitet, müssen möglichst viele überlappende Aufnahmen aus verschiedenen Blickwinkeln gemacht werden. Je mehr Bilder aufgenommen werden, desto genauer wird das 3D-Modell. Nachfolgend ist das 3D-Modell einer Beispielplatte dargestellt (Abbildung 5-18 a). Das 3D-Modell wurde mit der Software Meshroom aus 53 Aufnahmen (Handyfotos) erstellt. Neben der originalgetreuen Darstellung der gesamten Platte ist es möglich die Oberfläche des Prüfkörpers als Punktwolke zu erzeugen. Dazu wurden die Daten exportiert und in der Software Blender oder Geomagic design X dargestellt (Abbildung 5-18 b). Die Bestimmung der Kraterparameter erfolgt analog zum 3D-Scan. Diese Methode ermöglicht die Erstellung von 3D-Modellen der untersuchten Proben ohne großen Aufwand und ohne den Einsatz professioneller 3D-Scan-Systeme. Der Vergleich der ermittelten Kraterparameter mit der

photogrammetrischen Methode und dem 3D-Scan zeigt, dass die photogrammetrische Methode in der Lage ist, die Kraterparameter mit einer Abweichung von 3 – 4 % zu bestimmen (Abbildung 5-18 c).

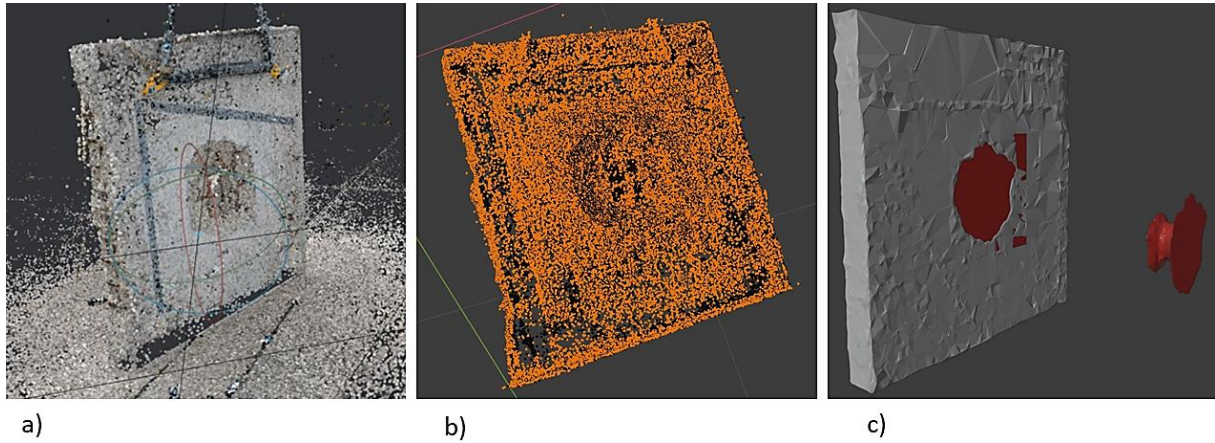


Abbildung 5-18: a) 3D-Modell der Platte S-20-0-2 aus der Photogrammetrie, b) Punktwolke der Platte, c) Volumenbestimmung des Plattenschadens.

5.3.1.5 Ergebnisse der Kraterparameter aus den 3D-Scan-Messungen

Nachfolgend sind die Kraterparameter (Abplatzungstiefe, Schädigungsfläche, Volumina) beider Plattenseiten in der Tabelle 5-2 aufgelistet und in den Abbildungen 5-19 bis 5-21 graphisch dargestellt.

Tabelle 5-2: Kraterparameter der angesprengten Platten.

Nr.:	Plattennummer	Sprengstoff [g Semtex10]	Schädigungs- kategorie	Fläche [cm ²]			Volumen [cm ³]			Tiefe [cm]	
				Lastseite	Innere	Schutzseite	Lastseite	Schutzseite	Lastseite	Schutzseite	
1	S-20-0-2	1000	Perforation (I)	1525,83	411,09	3199,87	5384,75	16943,30	6,50	13,50	
2	S-20-0-3	1000	Perforation (I)	2240,34	402,66	3501,33	6649,31	19080,26	5,75	14,25	
3	S-25-0-4	1000	Abpl.-Abpl. (II)	1597,72		4977,25	4864,30	22937,16	8,64	13,68	
4	S-25-0-5	2000	Perforation (I)	2414,13	311,76	6020,83	7837,12	30726,03	7,50	17,50	
5	S-25-0-6	2000	Perforation (I)	2077,85	228,75	5241,50	7073,90	29289,56	7,49	17,51	
6	S-30-0-7	1000	Abpl.-Abpl. (II)	2344,19		6000,54	6891,86	18920,25	8,93	8,82	
7	S-30-0-8	1000	Abpl.-Abpl. (II)	2324,10		6120,31	6659,12	20007,78	8,16	9,29	
8	SF-30-0,5-1	1500	Abpl.-Abpl. (II)	1448,91		5397,42	4942,80	24968,37	9,54	11,24	
9	SF-30-0,5-2	1500	Abpl.-Abpl. (II)	1390,33		5500,56	4699,61	20493,84	10,10	9,05	
10	SF-30-0,5-3	2000	Abpl.-Abpl. (II)	1464,87		4302,32	5281,20	16610,75	10,06	9,88	
11	SF-30-0,5-4	2000	Abpl.-Abpl. (II)	1482,27		3712,44	5702,33	13837,16	9,95	9,64	
12	SF-30-1-1	1500	Abpl.-Risse (III)	1298,11		4231,85	4656,18	0,00	9,24	0,00	
13	SF-30-1-2	1500	Abpl.-Abp. (III)	1435,04		4088,48	5410,12	0,00	11,86	0,00	
14	SF-30-1-3	2000	Abpl.-Abpl. (II)	1638,60		3318,72	5759,62	12742,74	10,08	8,61	
15	SF-30-1-4	2000	Abpl.-Risse (II)	1373,26		2688,26	4484,52	8735,10	9,60	8,78	
16	SF-30-2-1	1500	Abpl.-Abpl. (II)	1179,14		1139,21	3721,17	2677,40	9,11	6,03	
17	SF-30-2-2	1500	Abpl.-Risse (II)	1139,20		119,56	3260,83	257,53	9,14	3,00	
18	SF-30-2-3	2000	Abpl.-Abpl. (III)	1196,80		4124,77	3943,80	0,00	8,99	0,00	
19	SF-30-2-4	2000	Abpl.-Abpl. (II)	1167,03		2933,12	3274,83	8746,85	9,38	7,51	
20	S+SF-25-5-0-2-1	1500	Abpl.-Abpl. (II)	1683,05		5908,80	5258,30	29520,75	9,59	12,82	
21	S+SF-25-5-0-2-2	1500	Abpl.-Risse (III)	1751,18		6584,53	5558,85	0,00	9,56	0,00	
22	S+D-25-5-0-x-1	2000	Abpl.-Abpl. (II)	3323,78		7459,33	9385,50	26655,75	9,53	7,77	
23	S+D-25-5-0-x-2	2000	Abpl.-Risse (III)	1945,47		5175,48	6133,18	0,00	10,03	0,00	

Abbildung 5-19 zeigt eine grafische Darstellung der Ausbruchkrater- und Abplatzungstiefen der angesprengten Platten und ermöglicht einen einfachen Vergleich der Ausbruchkrater- und Abplatzungstiefen zwischen verschiedenen Proben.

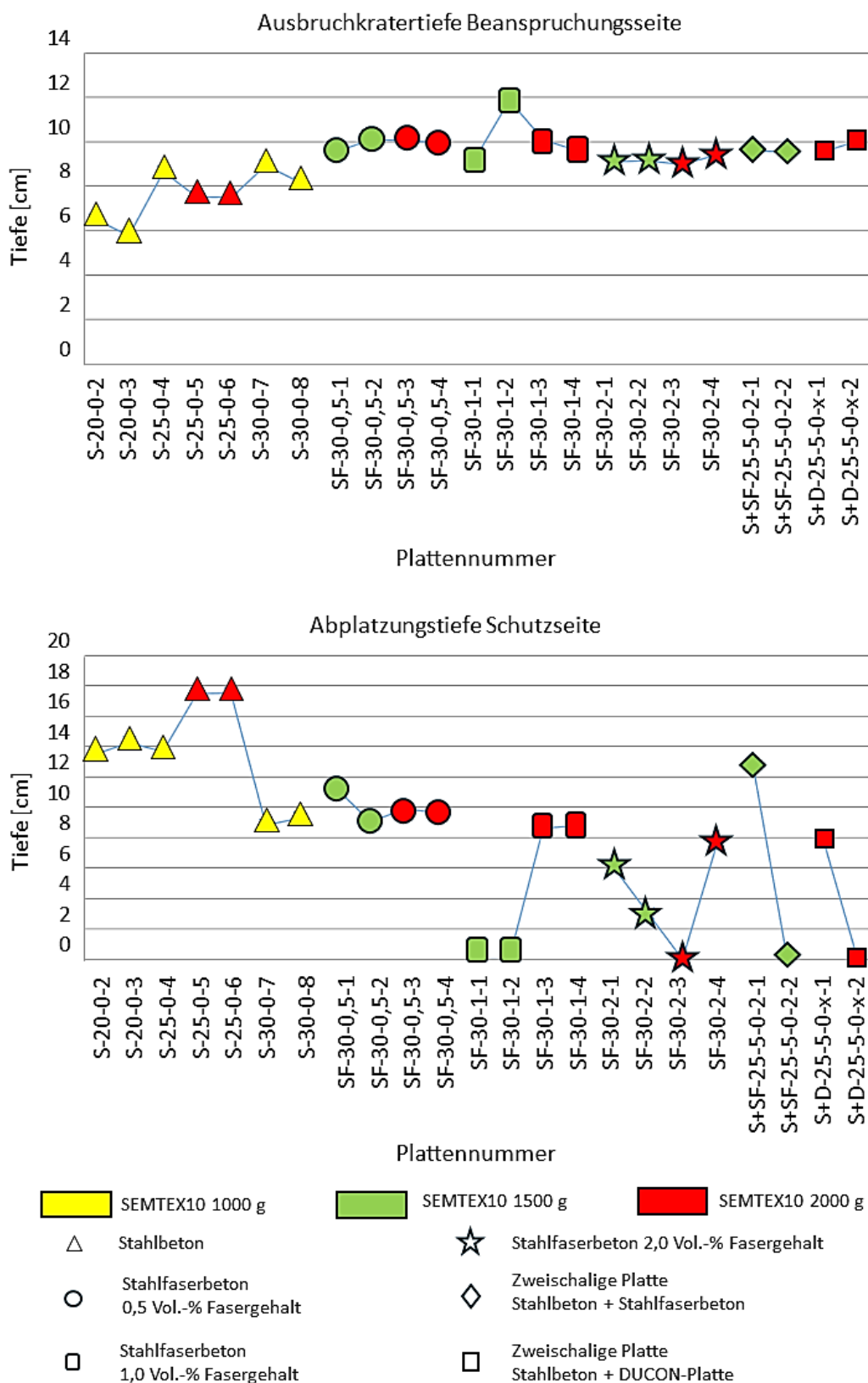


Abbildung 5-19: Grafische Darstellung der Ausbruchkrater- und Abplatzungstiefen der angesprengten Platten.

Abbildung 5-20 gibt einen visuellen Überblick über die Schädigungsflächen der angesprengten Platten und ermöglicht einen einfachen Vergleich zwischen verschiedenen Proben.

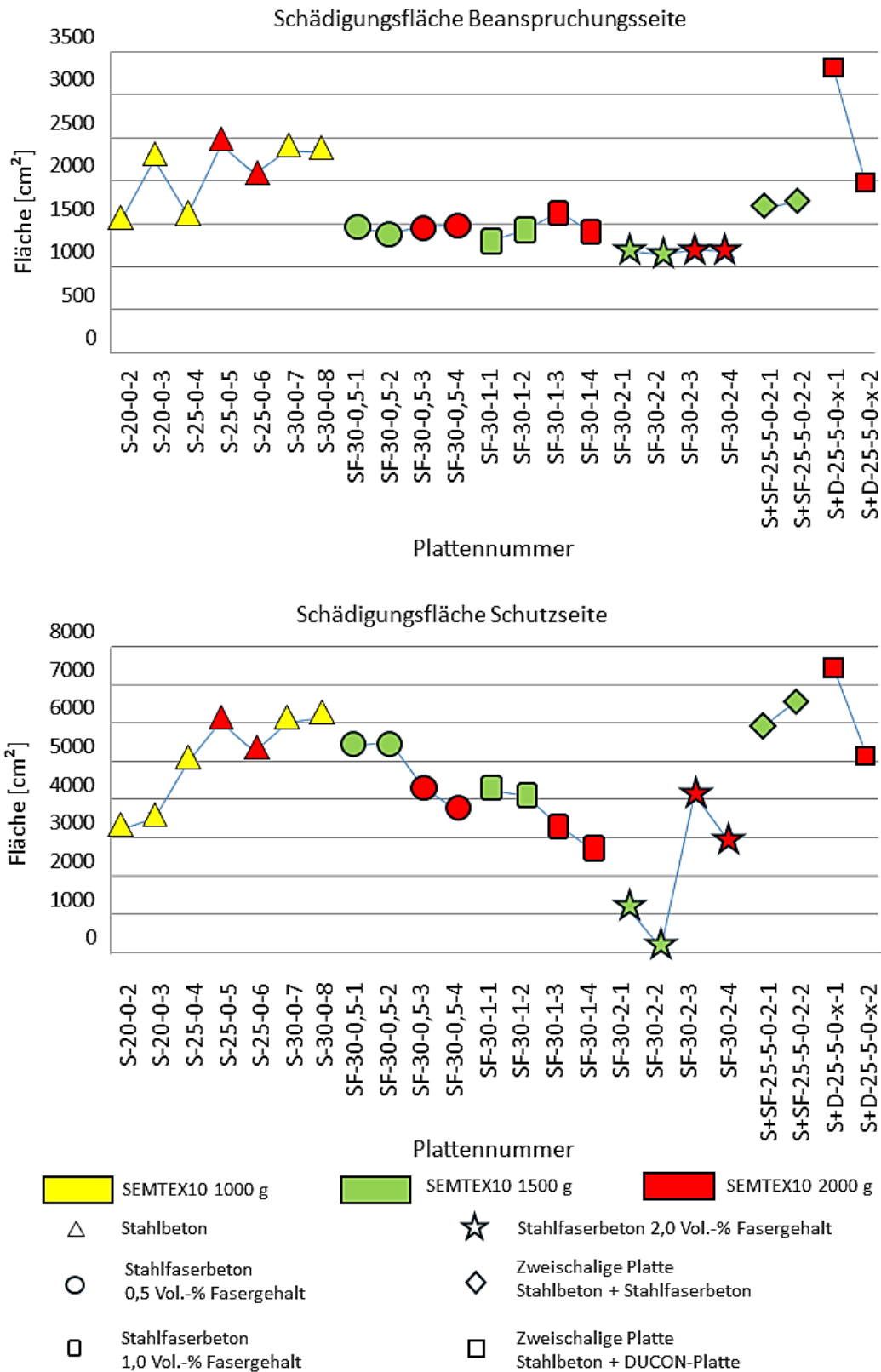


Abbildung 5-20: Grafische Darstellung der Schädigungsflächen der angesprengten Platten.

Abbildung 5-21 gibt einen visuellen Überblick über die Ausbruchkrater- und Abplatzungsvolumina der angesprengten Platten und ermöglicht einen einfachen Vergleich zwischen verschiedenen Proben.

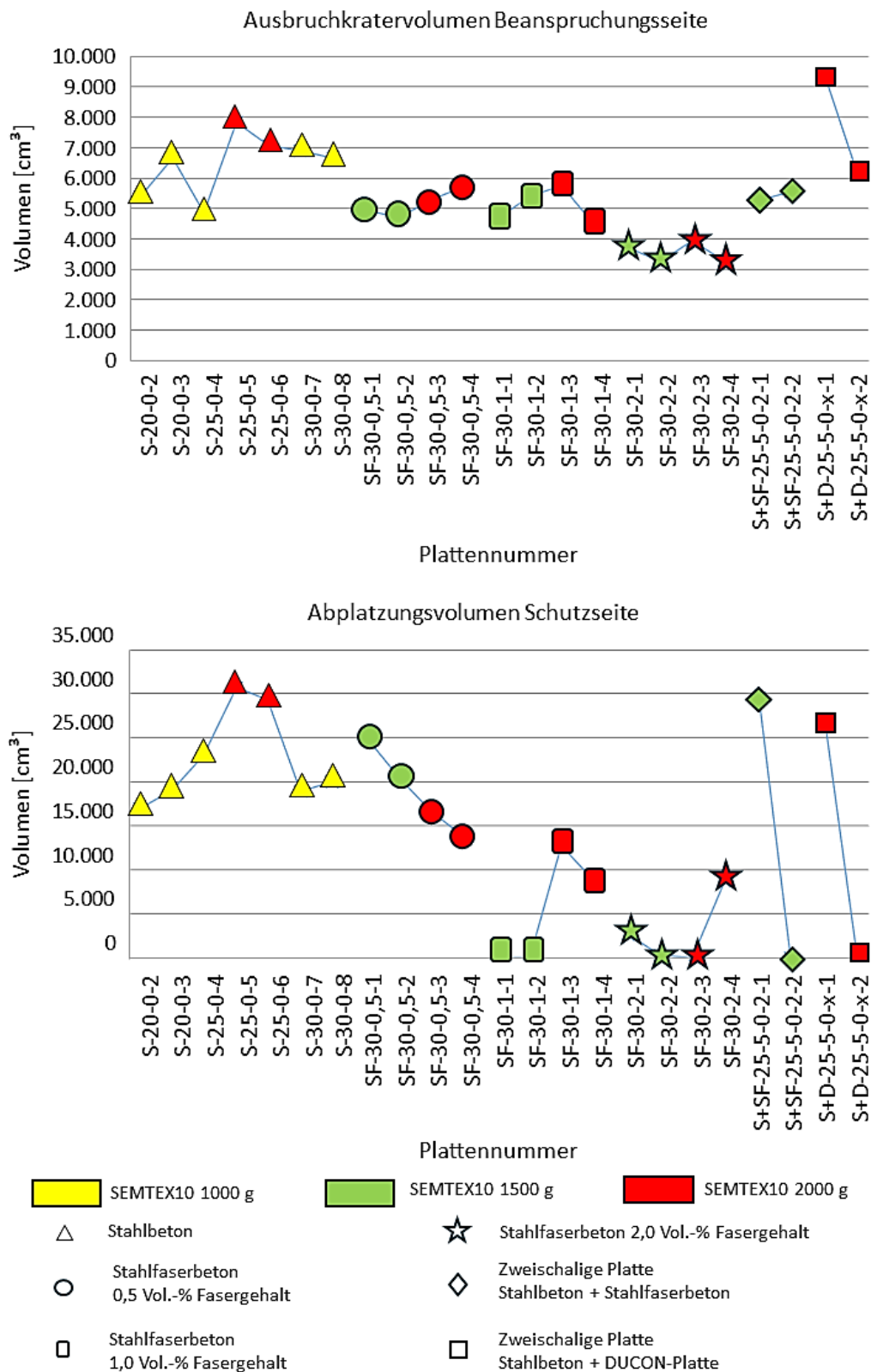


Abbildung 5-21: Grafische Darstellung der Ausbruchkrater- und Abplatzungsvolumina der angespannten Platten.

Beim Vergleich der in den Grafiken aufgeführten Werte (Abplatzungstiefe, Schädigungsfläche, Volumina auf der Schutzseite) ist deutlich zu erkennen, dass die unter der

Kontaktdetonation geprüften Stahlfaserbetonplatten mit einem Fasergehalt von 2,0 Vol.-% den kleinsten geometrischen Schadensumfang aufweisen. Bei kleinerem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% Stahlfasern nimmt der geometrische Schadensumfang der Platten zu. Im Vergleich zu den konventionellen Stahlbetonplatten ist der geometrische Schadensumfang jedoch geringer.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten einen hohen Widerstand gegen Kontaktdetonation aufweisen, das geometrische Schadensausmaß im Vergleich zu anderen Plattentypen geringer ist und bei sorgfältiger Herstellung (Fasergehalt, Faserverteilung, Betongüte) ein großes Potenzial für den baulichen Schutz besitzen.

5.3.2 Impact-Echo

In diesem Abschnitt wird die zerstörungsfreie Prüfung von angesprengten Platten (Tabelle 4-1) mittels Impact-Echo-Verfahren (IE-Verfahren) beschrieben. Die Eignung dieser Verfahren zur Detektion visuell nicht erkennbarer Schädigungszonen konnte von Fuchs [2] nachgewiesen werden. Ziel der IE-Untersuchungen in diesem Projekt ist die Detektion von visuell nicht erkennbaren inneren Schädigungszonen (Risse, Gefügestörungen im Beton, o. ä) in Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach einer Kontaktdetonation. Die gewonnenen Erkenntnisse werden für die Entwicklung eines ingenieurmäßigen Modells der statischen Resttragfähigkeit und für die Durchführung der FEM-Simulation des 3-Punkt-Biegeversuchs an den vorgeschädigten Platten verwendet.

5.3.2.1 Das Messsystem Impact-Echo

Das IE-Verfahren gehört zu den akustischen Verfahren und ermöglicht Messungen bis zu einer Bauteiltiefe von 80 cm. Bei diesem Verfahren werden durch den elastischen Aufprall einer Stahlkugel mechanische Wellen in das Bauteil eingeleitet und deren Reflexionen an freien Oberflächen wie Rissen, Hohlräumen oder Bauteilgrenzen aufgenommen und ausgewertet. Materialveränderungen führen in Abhängigkeit von den Materialimpedanzen zu Teilreflexionen, Brechungen und Transmissionen der Wellen. Die daraus resultierenden Mehrfachreflexionen im Bauteil werden von einem Sensor in der Nähe des Auftreffpunktes erfasst und können durch Analyse des Frequenzspektrums ausgewertet werden. Dabei wird die oben beschriebene Mehrfachreflexion durch ein deutliches Amplitudenmaximum (*Peak*) sichtbar [151], [152], [153], [154], [155]. Die Frequenz, bei der dieser *Peak* auftritt, wird als Resonanzfrequenz bezeichnet (Abbildung 5-22). Ihre Wellenlänge hängt von der Wellengeschwindigkeit ab:

$$\lambda = \frac{v_p}{f_R} \quad (5.2)$$

Bei Mehrfachreflexion ist die doppelte Bauteildicke $2d$ gleich der Wellenlänge λ . Durch Umrechnung berechnet sich somit.

$$d = \frac{v_p}{2 f_R} \quad (5.3)$$

Aus der Wellengeschwindigkeit kann somit der Abstandswert einer Grenzfläche, z. B. die Bauteildicke, bestimmt werden [156]. Ein wesentlicher Vorteil des IE-Verfahrens gegenüber dem Ultraschallverfahren ist die Verwendung niedriger Frequenzen, die unempfindlicher gegenüber Bewehrungsstäben und anderen Störkörpern (Stahlfaseransammlungen) sind. Von entscheidender Bedeutung sind die Eigenschaften der Schallwellen, die durch den Impaktor (Stahlkugel) in das Bauteil eingeleitet werden. Wesentliche Einflussgrößen sind hierbei die Kontaktzeit des Impaktors, der Kugeldurchmesser der verwendeten Stahlkugel sowie die kinetische Energie des Impaktors. Es ist sinnvoll die Kugelgröße für eine Messung in Abhängigkeit von den zu erwartenden Messergebnissen zu wählen. Dabei kann der Durchmesser der verwendeten Kugeln nicht beliebig klein gewählt werden. Zum einen wird die Handhabung bei kleinen Kugeln immer schwieriger, zum anderen können bei sehr kleinen Kugeln keine Impulse mit ausreichend hoher Energie erzeugt werden und somit keine Reflexionen gemessen werden.

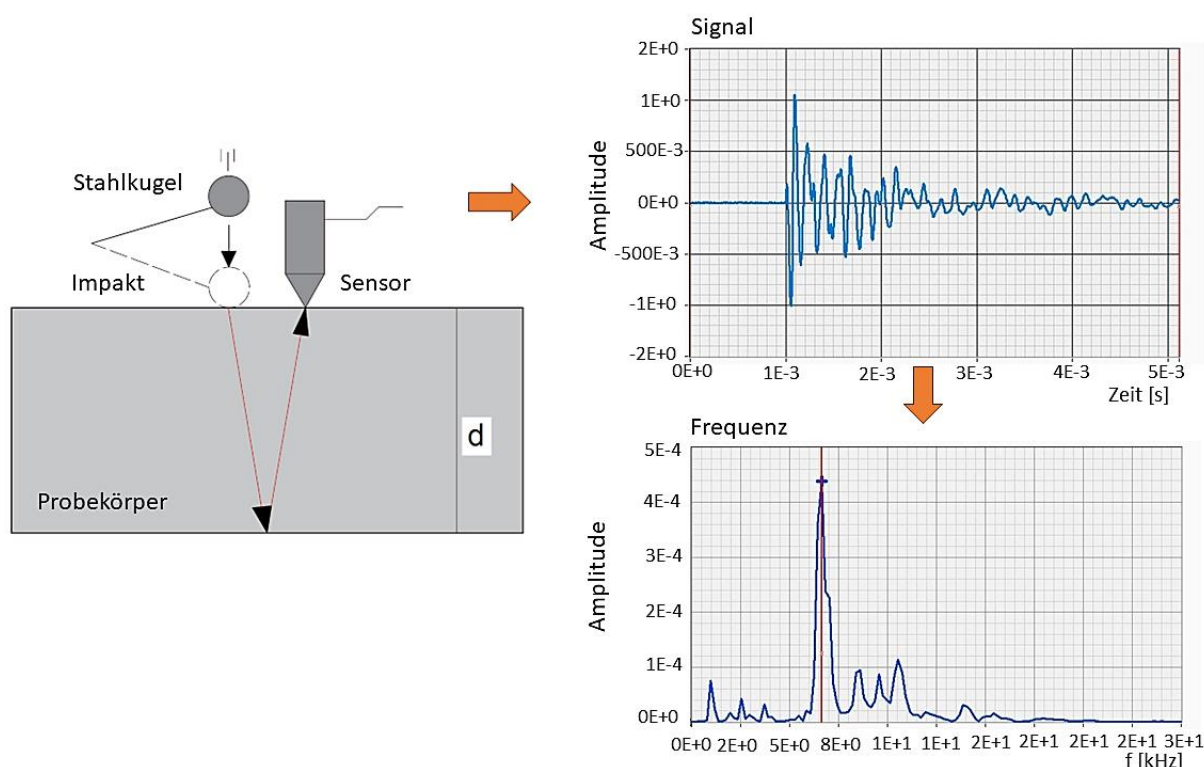


Abbildung 5-22: Funktionsweise Impact-Echoverfahren.

Die Beschleunigung der Kugeln erfolgt in der Praxis entweder manuell, mechanisch oder elektromechanisch [153], [152], [157], [158], [154]. Bei der manuellen Anregung wird die

Kugel an einer Stange von Hand angeschlagen (Abbildung 5-23). Eine annähernd konstante Anregung wird jedoch nur durch automatische Mechanismen erreicht.



Abbildung 5-23: Durchführung der manuellen Anregung mittels Stahlkugel.

Die von einem Messcomputer aufgezeichneten Signale (Zeitreihen) werden mit Hilfe der Fourier-Transformation (*Fast Fourier Transform*) (FFT) in ein Frequenzspektrum umgewandelt. Der nächste Schritt der Auswertung ist die Untersuchung des durch die (FFT) erhaltenen Frequenzspektrums. Eine erfolgreiche Messung ist durch dominante Frequenzamplituden im Spektrum gekennzeichnet (Abbildung 5-22) [153].

Um jedoch Grenzflächen (innere Risse, Gefügeschäden im Beton, etc.) bestimmen zu können, ist die Kenntnis der longitudinalen Wellengeschwindigkeit v_p erforderlich. Die Wellengeschwindigkeit P im Beton setzt sich aus der Dichte ρ , der Querdehnzahl ν und dem Elastizitätsmodul zusammen. Diese Größen sind wiederum von sehr vielen Einflussfaktoren abhängig, u. a. von der Betonzusammensetzung (w/z-Wert, Gesteinskörnung, Porosität) und in geringem Maße von der Nachbehandlung und dem Betonalter. Die Bestimmung der Wellengeschwindigkeit P muss daher für jedes Bauteil individuell erfolgen [158].

Für die Bestimmung der Wellengeschwindigkeit v_p gibt es einige praktische Anwendungsverfahren. Das einfachste und gebräuchlichste Verfahren ist die Messung an einer Stelle, an der die Dicke des zu prüfenden Bauteils bekannt ist. Liegt dieser Ort im unbeschädigten Bereich, so tritt im Frequenzspektrum ein deutlicher *Peak* auf, der die Resonanzfrequenz der Bauteildicke darstellt. Mit der bekannten Formel kann daraus die Wellengeschwindigkeit berechnet werden [156].

Nach der Bestimmung der Wellengeschwindigkeit kann unterschieden werden, ob es sich bei den auftretenden *Peaks* im Frequenzspektrum um die Dickenfrequenz handelt oder, ob ein Riss im Bauteil reflektiert wird (Abbildung 5-24, a). Hierfür gibt es jedoch keine eindeutige Formel, da mehrere Szenarien auftreten können. Im unbeschädigten Bereich wird die Welle in der Regel nur an der Rückwand reflektiert. Im Frequenzspektrum tritt daher nur eine dominante Resonanz bei 6 kHz auf. Bei Kenntnis der Wanddicke oder der

Wellengeschwindigkeit kann leicht überprüft werden, ob es sich um das Rückwandecho handelt [158].

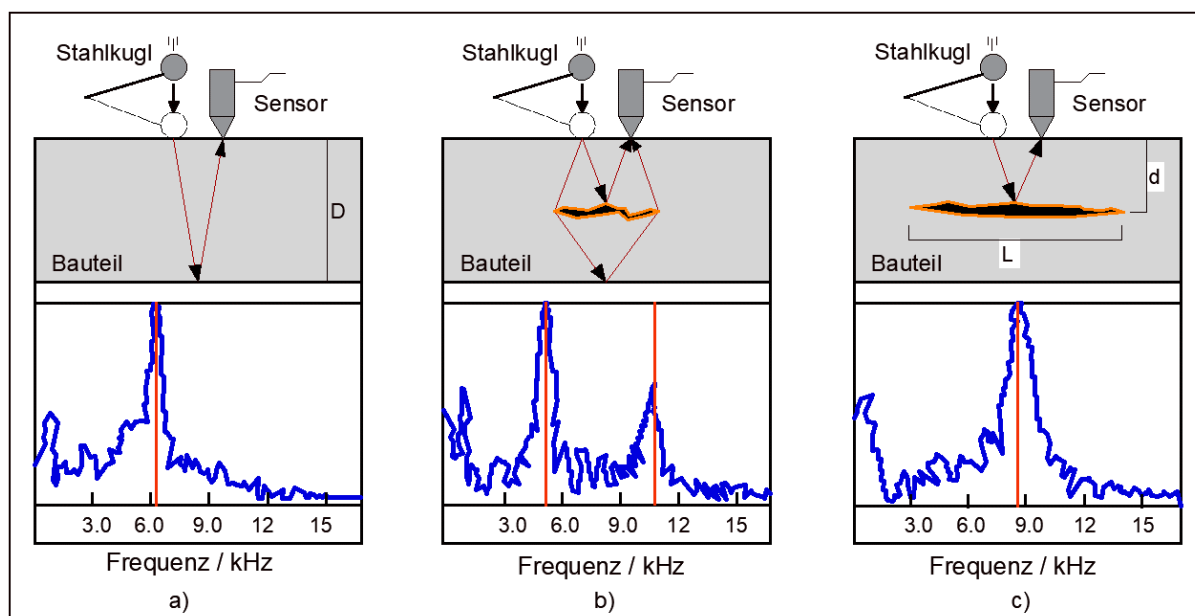


Abbildung 5-24: Auswertung Messergebnisse IE-Verfahren.

Im Falle eines Risses oder einer Fehlstelle mit geringer Ausdehnung können Reflexionen von beiden Grenzflächen ausgehen, so dass im Frequenzspektrum mehrere *Peaks* erkennbar sind (siehe Abbildung 5-24, b). Die Resonanzfrequenz bei ca. 11 kHz weist auf eine Fehlstelle hin. Die Dickenfrequenz sollte wie bei der unbeschädigten Probe bei ca. 6 kHz liegen. Sie ist jedoch im Frequenzspektrum nicht zu erkennen. Stattdessen tritt ein weiterer *Peak* bei ca. 5 kHz auf. Die Dickenfrequenz ist also in einen niedrigeren Frequenzbereich verschoben. Dies wird als Rückwandverschiebung bezeichnet und kann als Hinweis auf das Vorhandensein eines Fehlers interpretiert werden. Im Fall der Abbildung 5-24 c ist die Dickenfrequenz der Rückwand im Frequenzspektrum nicht mehr zu erkennen. Dies ist auf die große Ausdehnung der Fehlstelle zurückzuführen [158], [154], [153].

Bisherige Untersuchungen von Frequenzspektren beschränkten sich auf punktuelle Messungen. Eine zuverlässige punktuelle Beurteilung der untersuchten Struktur ist jedoch nur mit Einschränkungen möglich. In der Praxis werden daher mehrere Messungen entlang einer Linie in einem definierten Messraster durchgeführt [157]. Aus diesem Grund muss zunächst ein Messraster festgelegt werden. Es wird empfohlen ein orthogonales Raster zu verwenden, das in den jeweiligen Koordinatenrichtungen eindeutig bezeichnet ist.

5.3.2.2 Geometrieeffekte

Die Energie eines mechanischen Stoßes wird zum größten Teil, ca. 70%, durch Oberflächenwellen (Rayleigh-Wellen) absorbiert. Nur ein geringer Energieanteil von weniger als 10% steht für Longitudinalwellen (P-Wellen) und damit für die Frequenzauswertung zur

Verfügung (vgl. Abschnitt 3.3) [156]. Daher treten beim IE-Verfahren auch Mehrfachreflexionen auf, die von an der Bauteilkante reflektierten Oberflächenwellen resultieren. Bei Bauteilen mit großer lateraler Ausdehnung, wie z. B. Platten, liegen diese Frequenzen in einem tiefen Bereich. Sie treten entweder gar nicht auf oder können durch eine zeitliche Begrenzung der Messung eliminiert werden. Befinden sich die Grenzflächen in horizontaler Richtung nahe am Messgerät, z. B. am Rand von Platten, so können die reflektierten Oberflächenwellen durchaus im Bereich der zu erwartenden Dickenfrequenz liegen und damit die Ergebnisse verfälschen. Dieser Fall wird als Geometrieeffekt bezeichnet. Eine Verfälschung des Ergebnisses durch Kantenreflexionen ist daher bei der Auswertung am Bauteilrand sorgfältig zu prüfen [152].

Soll eine Fehlstelle, z. B. ein parallel zur Bauteiloberfläche verlaufender Riss, mit IE-Verfahren detektiert werden, muss diese bestimmte Eigenschaften aufweisen. In [27] wurde die maximale Breite eines Risses festgelegt, damit dieser detektiert werden kann. So werden Risse mit einer Ausdehnung von weniger als 0,025 mm ausschließlich transmittiert und nicht reflektiert, sind also im Frequenzspektrum nicht nachweisbar. Bei Rissen mit einer Breite zwischen 0,025 mm und 0,08 mm wird ein Teil der Wellen reflektiert, ein Teil der Wellen wird aber auch transmittiert. Im Frequenzspektrum erscheint daher einerseits eine Amplitude, die, wie zuvor beschrieben, auf die Tiefe des Risses schließen lässt. Eine zweite Amplitude im unteren Frequenzbereich lässt auf die Dickenfrequenz des Bauteils schließen. Da die Wellen hier nicht wie im unbeschädigten Bereich direkt reflektiert, sondern erst an der Fehlstelle transmittiert werden, verschiebt sich die Dickenfrequenz nach unten. Bei Rissen von mehr als 0,08 mm Breite werden die Wellen nur noch reflektiert und nicht mehr transmittiert, die Dickenfrequenz tritt im Frequenzspektrum nicht mehr auf [27], [26].

Für die Qualität der Ergebnisse ist neben der Rissdicke auch die Ausdehnung der Fehlstelle in Querrichtung relevant. Bei Fehlern unter einem Drittel der Bauteildicke treten keine Mehrfachreflexionen auf. Liegt die Rissausdehnung zwischen einem Drittel und dem 1,5-fachen der Bauteildicke, so breiten sich die Wellen so aus, dass sie teilweise am Riss und teilweise erst an der Bauteilgrenzfläche reflektiert werden. Im Frequenzspektrum sind dann sowohl Amplituden der Risstiefe als auch der Bauteildicke zu erkennen. Die Dickenfrequenz wird nicht reflektiert, wenn die Rissausdehnung größer als $1,5 d$ ist [158].

Liegt der Riss nahe der Oberfläche, so wird anstelle der Risstiefenfrequenz eine niedrigere Frequenz mit hoher Amplitude angeregt. Dies wird als angeregte Biegewelle (S-Welle) bezeichnet. Die tatsächliche Risstiefe ist jedoch nur schwer zu erkennen, da sie eine sehr kleine Amplitude aufweist. Aus diesem Grund ist es nach Laboruntersuchungen nur möglich Risse zu reflektieren, die mehr als 5 cm - ca. 12 cm von der Oberfläche entfernt sind. Eine Schädigung in diesem Bereich ist daher qualitativ an einer Resonanzfrequenz erkennbar, die unterhalb der Dickenfrequenz liegt [156], [158], [27].

Bei großen Bauteildicken wird das IE-Verfahren durch Schalldämpfung und Reflexionen an den seitlichen Grenzflächen beeinflusst, sodass qualitativ akzeptable Messungen nur bis zu einer Dicke von 80 cm möglich sind. Der Einfluss von Randreflexionen ist bei den meisten dicken Bauteilen von größerer Bedeutung [158].

Bei Messungen an mehrschichtigen Bauteilen, d. h. entweder Bauteilen mit direktem Materialübergang oder Bauteilen, die durch luftgefüllte Risse getrennt sind, kann nur die Dicke der obersten Schicht bestimmt werden, da sich in den Zwischenschichten die Schallgeschwindigkeiten und damit die Resonanzbedingungen ändern [158].

Um Risse in Betonbauwerken messen zu können, muss es sich um flächige Verbundstörungen handeln. Ihre Tiefe muss mehr als 4-5 cm betragen, da sonst die Messergebnisse durch Biegewellen beeinflusst werden. Wichtig ist auch, dass ein Übergang zwischen Beton und Luft, d. h. ein deutlicher Impedanzunterschied, vorhanden ist. Die besten Voraussetzungen für eine erfolgreiche Rissmessung sind gegeben, wenn der Riss planparallel zur Oberfläche verläuft. Ob ein nicht parallel zur Oberfläche verlaufender Riss sinnvoll gemessen werden kann, hängt davon ab, wie stark er geneigt ist [156], [158]. Da es sich um Probekörper mit konstanten Abmessungen (2 m x 2 m x 0,2 m; 0,25 m; 0,3 m) handelt, sind Geometrieeffekte nur im unmittelbaren Randbereich der Platte zu erwarten. Um qualitativ hochwertige Ergebnisse zu erhalten, ist die Durchführung von Einzelmessungen nicht in Betracht zu ziehen.

Ein wesentlicher Vorteil der in dieser Forschungsarbeit untersuchten Platten ist die Kenntnis der Querschnittsdicke der Platten. Dadurch kann einerseits die Wellengeschwindigkeit über die Dickenfrequenz bestimmt werden. Zum anderen können Stellen, an denen die Dickenfrequenz nicht reflektiert wird, leicht identifiziert und somit auf eine Schädigung geschlossen werden.

5.3.2.3 Einfluss von Bewehrungsstahl und Stahlfasern

Trifft die angeregte Welle auf eine Materialgrenzfläche, so beginnt sie zu reflektieren. Der Reflexionsgrad wird durch die akustische Impedanz bestimmt. Stahl hat wie Beton eine hohe akustische Impedanz. An den Stahlanteilen (Bewehrung und Stahlfasern) in den untersuchten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten werden die Wellen nur in geringem Maße reflektiert. Ein messbarer Einfluss wäre erst ab einer Schichtdicke von mehreren Zentimetern feststellbar. Daher sind diese Reflexionen im Frequenzspektrum nicht sichtbar [158].

5.3.2.4 DOCTer und Echolyst Software

Für diese Versuchsreihe wurde das Impact-Echo-Gerät der Firma DOCTer 3D Impact- Echo Test System eingesetzt. Die Auswertung der Messdaten erfolgte mit der Software ECHOLYST. Die Software ECHOLYST wurde vom SVTI (*Swiss Association for Technical Inspections*) entwickelt und durchgeführt (Abbildung 5-25).



Abbildung 5-25: Impact-Echo Messsystem DOCTer und ECHOLYST Software.

Die ECHOLYST-Software macht die Datenerfassung effizienter und stellt die Daten in leicht interpretierbaren 2D- und 3D-Bildern dar. ECHOLYST erhöht die Messgeschwindigkeit. Darüber hinaus werden alle Informationen zur Messsteuerung, zum Messfortschritt und zu den Ergebnissen auch während der aktiven Messung akustisch und sogar als Sprachausgabe zur Verfügung gestellt [159]. Eines der wichtigsten bildgebenden Verfahren in der zerstörungsfreien Prüfung sind die sogenannten B-, C- und D-Scans, die als Schnittbilder (XZ-Ebene, XY-Ebene, YZ-Ebene) des Prüfobjekts aufgefasst werden können. Grundlage für diese Art der Bildgebung ist ein XY-Messraster, das aus parallelen Scanlinien (in X-Richtung) und Messpunkten (Spalten) entlang der Scanlinien besteht. Da die gemessene Frequenz nach Gleichung (5.2) einer äquivalenten Tiefe zugeordnet ist, können die gemessenen Tiefen entlang des Abtastrasters aufgetragen werden. Dies kann in einer 2D-Draufsicht erfolgen, bei der die Tiefenwerte an den jeweiligen Messpositionen farblich dargestellt werden, oder in einer 3D-Darstellung, bei der die Knoten des Gitters an den gemessenen Tiefen im Messvolumen aufgetragen werden. Solche 3D-Darstellungen liefern sehr anschauliche Bilder der Ergebnisse und sind sehr intuitiv [159].

5.3.2.5 Ablauf der Messung

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurden insgesamt 24 Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (Tabelle 4-1) mit dem IE-Verfahren untersucht. Zur Kalibrierung und Validierung der Impact-Echo-Messdaten wurde eine Referenzplatte (nicht angesprengt) verwendet.

Zunächst wird ein geeignetes Messraster für die Messungen festgelegt. Die Auswertung erfolgt in Zeilen und Spalten mit einem Abstand von 10 cm, was bei den vorliegenden Abmessungen von 19 x 19, insgesamt 361 Messpunkte ergibt. Die Spalten werden mit den Buchstaben A - S, die Zeilen mit den Zahlen 1 - 19 bezeichnet, um eine eindeutige Zuordnung zu ermöglichen (siehe Abbildung 5-26). Dieses Messraster wird auf die Beanspruchungsseite aller angesprengten Platten (Tabelle 4-1) aufgebracht.

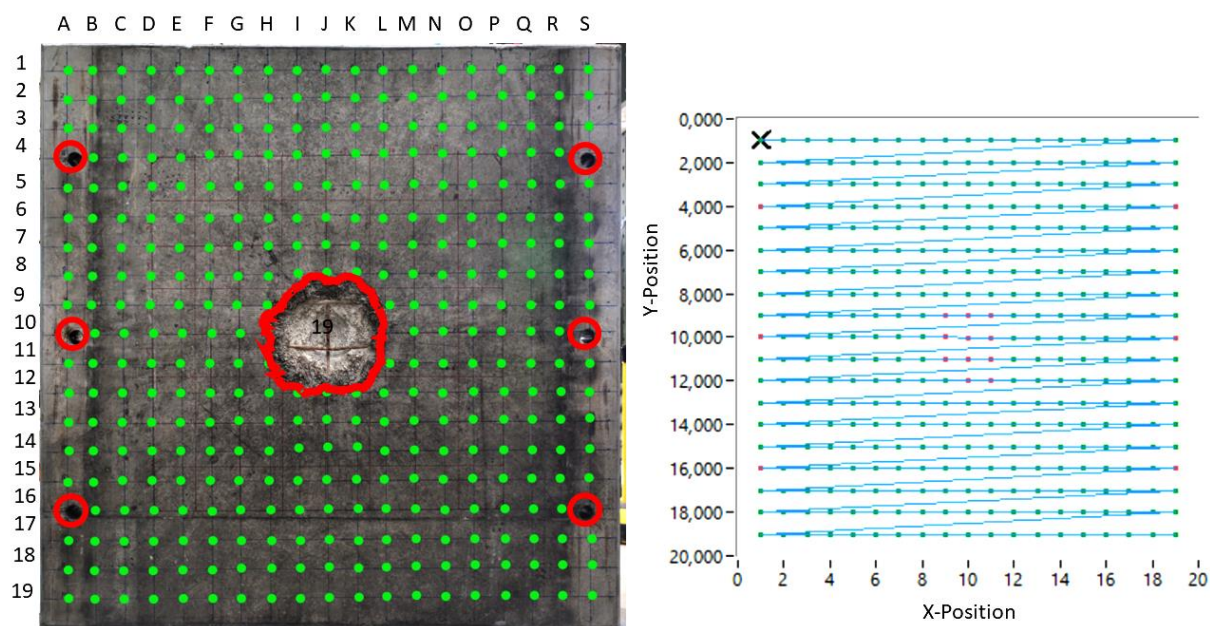


Abbildung 5-26: Messraster für die IE-Untersuchung auf der Beanspruchungsseite (Platte SF-30-2-4).

Im Bereich des Detonationskraters ist eine Messung nicht möglich, da die Oberfläche so stark zerklüftet ist, dass eine sinnvolle Ankopplung des Sensors nicht erreicht werden kann. Die Messstellen in diesem Bereich wurden nicht berücksichtigt. Die IE-Messungen an sechs Aussparungen für die Auflagerbefestigung Kontaktdetonationsversuche wurden ebenfalls nicht berücksichtigt (in Abbildung 5-26 rot markiert). Zur Vermeidung von Geometrieeffekten wurden die ersten äußeren Messpunkte 10 cm von den Plattenrändern nach innen gelegt.

Die IE-Messung wird entsprechend dem oben festgelegten Raster durchgeführt, wie in Abbildung 5-26 dargestellt. Als Impaktor wurde eine Stahlkugel mit einem Durchmesser von 12 mm verwendet. Die IE-Messungen wurden an der Beanspruchungsseite der vorgeschädigten Platten durchgeführt. Die Belastungsseite aller Platten befand sich bei der Herstellung auf der Schalungsseite, sodass eine glatte Oberfläche vorhanden war, was die Messqualität verbesserte. Da die Kraterabmessungen auf der Lastseite der Platten infolge der Kontaktdetonation kleiner sind als auf der Schutzseite, konnte eine größere Plattenfläche untersucht werden, was ebenfalls die Qualität der Messungen erhöht und mehr Informationen über die innere Schädigung liefert (Abbildung 5-27).



Abbildung 5-27: Querschnitt Platte S-25-0-6.

Wie bereits beschrieben, sind die durch die Kontaktdetonation verursachten Schäden sehr diffus und können in der Umgebung des Kraters oft kombiniert (überlagerte Risse und Schäden

an der Betonstruktur) oder sprunghaft auftreten (siehe z. B. den Querschnitt der Platte SF-30-1-1 im Anhang). Ziel der IE-Messungen in diesem Projekt war die Quantifizierung und Identifizierung der verteilten inneren Schädigungszonen in den Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach der Kontaktdetonation. Die gewonnenen Daten wurden zur Entwicklung eines ingenieurmäßigen Modells für die statische Resttragfähigkeit von angespannten Platten verwendet. Die einzelnen Schadensanalysen (Schädigungstiefe, Strukturschäden, Rückwandverschiebungen) mit der IE-Messmethode wurde in der vorangegangenen Dissertation [2], [21], [160], [161] ausführlich erläutert und werden daher in dieser Forschungsarbeit nicht behandelt.

5.3.2.6 Ergebnisse der Impact-Echo-Messungen

Vor Beginn der Messungen wurde das IE-Messsystem an einer Referenzplatte (S-20-0-1 unbeschädigt $d = 20$ cm) kalibriert und überprüft. Die Ergebnisse der IE-Messungen an der Referenzplatte sind in Abbildung 5-28 dargestellt.

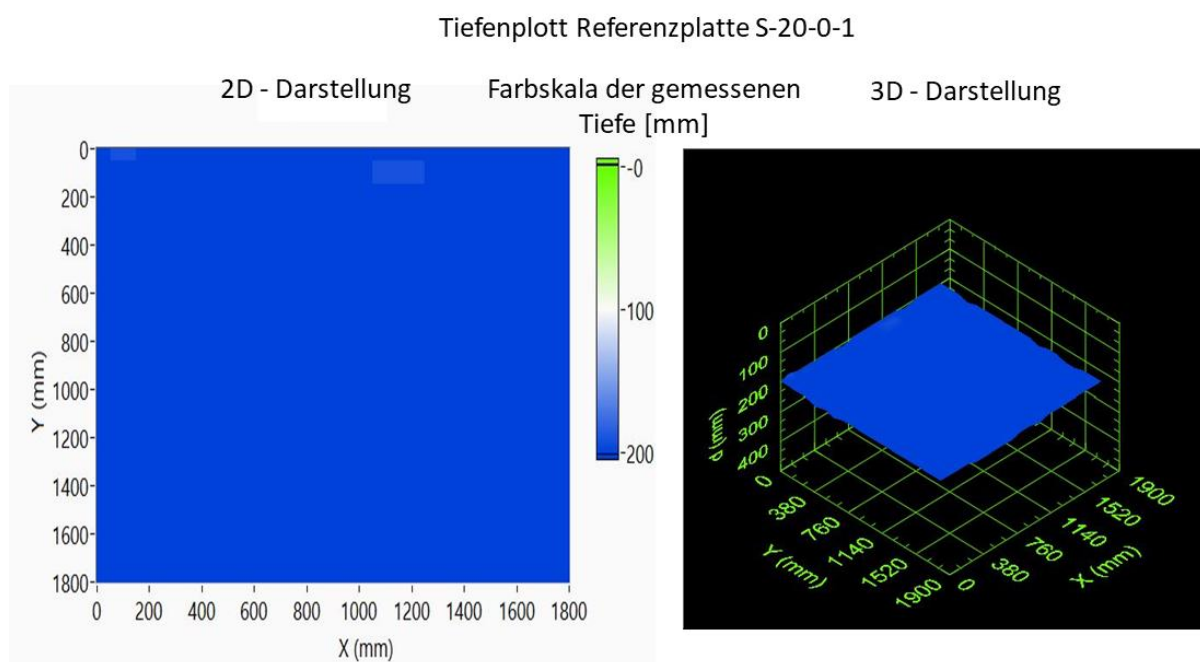


Abbildung 5-28: IE-Messung Referenzplatte S-20-0-1.

Durch die kontrollierte Herstellung der Platten im Betonwerk war es möglich, die genaue Plattendicke mit dem IE zu bestimmen. Die mittleren Wellengeschwindigkeiten für diese und weitere Messungen liegen bei ca. 3900 bis 4300 m/s und damit im zulässigen Bereich von 3500 bis 4600 m/s.

Nach der Kalibrierung des IE-Messsystems wurden die übrigen Platten analog untersucht. Die IE-Messergebnisse der Platte S-20-0-2 sind in Abbildung 5-29 dargestellt. Die Schadensverteilung ist im Schädigungstiefenplan deutlich zu erkennen.

Schädigungstiefenplott Belastungsseite der Platte S-20-0-2

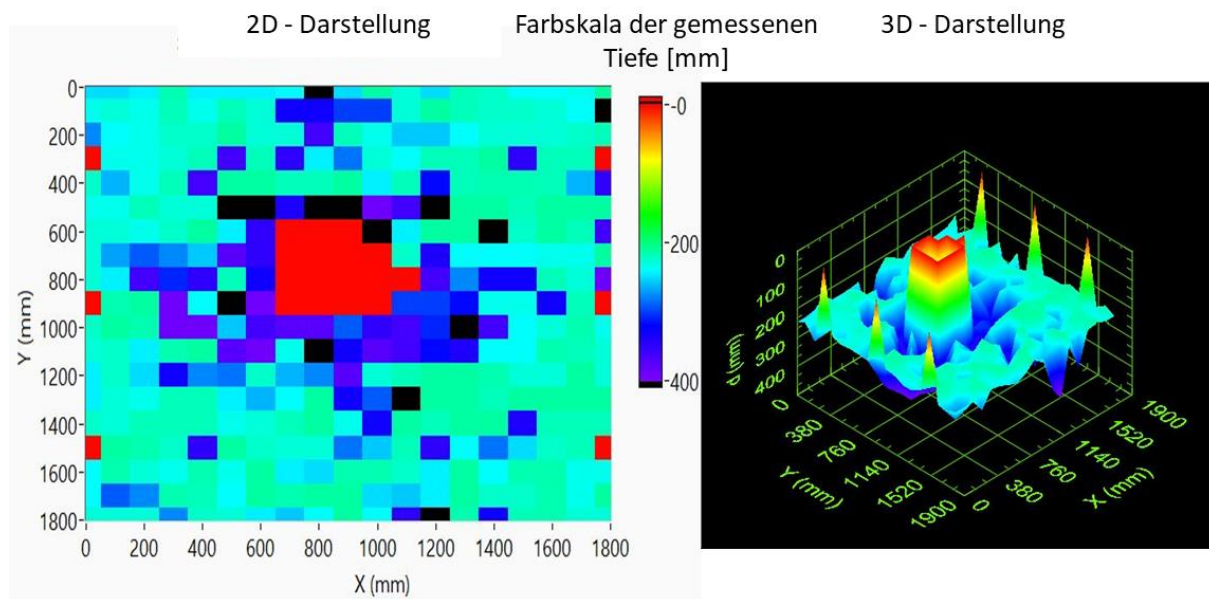


Abbildung 5-29: IE-Messergebnisse von Stahlbetonplatte S-20-0-2 (Beanspruchungsseite).

Um herauszufinden, wie viel Prozent der Plattenstruktur nach der Belastung noch intakt ist, wurden die Messdaten (Tiefenmessungen) von Echolyst nach Excel exportiert und detailliert ausgewertet. Für die Auswertung wurden die gemessenen Dicken in vier Bereiche (Intervalle) eingeteilt:

Intakte Bereiche: Bereiche in denen die Platte nach den IE-Messungen eine Dicke von 18 – 22 cm aufweist. Da die Platten im Betonwerk sehr genau hergestellt werden, wurden die zu erwartenden Toleranzen durch ungleichmäßige Verdichtung, Fehlstellen usw. sehr gering, aber auf der sicheren Seite liegend, auf ± 2 cm festgelegt. Der Toleranzbereich wurde auf ein Zehntel der Plattendicke festgelegt. Diese Festlegung erfolgte auf der Grundlage zahlreicher IE-Messungen, die im Rahmen dieses Projektes an verschiedenen Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten durchgeführt wurden.

Gefügestörungsbereiche: Bereiche in denen die Plattendicke nach IE-Messung größer als 22 cm ist.

Risszone: Bereiche in denen die Plattendicke nach der IE-Messung weniger als 18 cm beträgt.

Nicht gemessene Bereiche: Unmittelbare Krater- und Aussparungsbereiche (siehe Abbildung 5-26), in denen keine IE-Messung durchgeführt wurde, Dicke 0 cm.

Nach dem oben beschriebenen Prinzip der Plattendickenanalyse konnten die gewünschten Informationen über den Schädigungsgrad der vorgeschädigten Platte prozentual ermittelt werden. Die Ergebnisse der Auswertung für die Platte S-20-0-2 sind in Abbildung 5-30 dargestellt. Nach Auswertung der IE-Messdaten konnte festgestellt werden, dass die 20 cm dicke Stahlbetonplatte nach der Kontaktdetonation (Ladungsmenge 1000 g SEMTEX10) zu ca.

66% geschädigt wurde, d. h. 66 % der IE-Tiefenmessungen zeigen Abweichungen von der tatsächlichen Plattendicke. Dies bedeutet jedoch nicht, dass die festgestellten Schadstellen nicht tragfähig sind. Die Resttragfähigkeit der festgestellten Schadstellen kann mit den dargestellten ZfP-Verfahren nicht ermittelt werden. Die Veränderung der Materialkennwerte und damit die Abnahme der Tragfähigkeit kann durch die Entnahme von Bohrkernen festgestellt werden, siehe hierzu Kapitel 5.6.3. Nach welchem Prinzip bzw. mit welcher Funktion die Tragfähigkeit des Betongefüges verändert wird, kann nur durch den Einsatz von ZP-Verfahren ermittelt werden. Eine qualifizierte Aussage über den Schädigungsgrad ist mit den vorgestellten ZfP-Verfahren nicht möglich.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	19,44	19,44	24,42	21,43	24,42	19,42	24,42	16,15	16,94	25,00	20,59	22,83	25,00	21,88	17,80	23,86	19,44	23,33	21,00	
2	23,33	16,41	23,33	21,88	18,75	17,21	22,83	19,44	16,41	30,00	30,00	19,44	16,41	19,44	19,44	21,44	20,55	23,86	40,38	
3	27,63	19,81	19,44	19,09	22,34	21,00	19,09	22,83	20,59	19,81	20,55	25,61	25,61	19,81	22,83	22,83	19,81	22,34	21,88	
4	0,00	23,33	23,33	22,83	19,81	12,21	21,88	18,10	19,81	28,38	20,44	23,86	21,88	21,88	21,00	20,59	20,59	21,88	0,00	
5	18,75	17,21	17,50	20,19	36,21	19,81	21,00	21,88	21,88	21,00	24,42	21,88	31,82	21,88	20,59	21,43	21,88	26,25	35,00	
6	18,75	23,33	18,10	22,83	22,83	15,44	11,41	33,87	40,38	12,50	38,89	36,21	40,38	20,19	21,00	17,21	20,19	20,59	20,59	
7	22,83	19,44	23,33	17,80	19,09	24,42	35,00	0,00	0,00	0,00	40,38	24,42	21,00	20,19	17,50	17,50	21,00	17,50	18,42	
8	22,83	19,44	29,17	17,50	25,61	37,50	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,34	33,87	23,86	20,19	20,19	23,33	23,33	17,80	
9	17,50	24,42	36,21	16,67	35,00	21,88	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	36,21	27,63	32,81	32,81	21,88	20,19	38,89	
10	0,00	21,43	21,00	17,80	17,21	40,38	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	13,46	30,00	19,09	20,59	23,33	32,81	21,88	0,00	
11	22,34	21,00	21,43	19,44	16,15	17,80	36,21	37,50	37,50	29,17	35,00	36,21	30,88	40,38	21,19	23,86	19,44	21,43	23,33	
12	19,44	22,34	24,42	21,43	16,41	16,67	16,94	23,33	40,38	32,81	37,50	36,21	31,82	33,87	18,75	18,75	21,43	21,88	21,23	
13	24,42	19,21	25,00	19,09	27,63	28,38	19,09	26,25	27,63	37,50	22,83	18,42	20,19	21,00	21,43	22,83	22,83	21,00	22,83	
14	20,19	19,81	23,33	21,88	21,88	24,42	15,00	23,86	20,19	32,81	29,17	21,44	21,00	21,00	21,88	21,00	21,00	20,59	19,09	
15	17,50	22,83	21,88	16,94	16,15	23,33	15,22	16,41	16,15	20,19	15,91	21,00	20,59	21,00	21,00	33,87	21,88	21,88	13,46	
16	0,00	21,00	21,43	22,34	20,59	20,19	15,44	22,83	22,83	28,38	13,82	21,88	18,42	23,86	18,42	25,00	22,34	21,88	0,00	
17	20,59	19,81	22,83	20,19	21,43	23,33	21,00	18,42	25,00	20,19	21,43	19,09	24,42	17,50	19,09	19,09	18,42	18,75	19,44	
18	23,86	29,17	19,81	20,19	17,80	15,67	20,59	21,43	21,00	20,59	25,00	19,44	24,42	21,00	22,34	22,34	20,59	19,44	21,00	
19	20,02	19,44	22,83	17,80	18,10	22,83	19,44	25,61	11,41	20,59	23,86	19,81	12,80	21,43	32,81	21,88	21,43	18,75	17,80	

Messbereiche		Gemessene Dicken	Anzahl der Zellen [Stück]	Prozentualer Anteil [%]
	Randbereiche der Platte			
	Keine IE-Messung durchgeführt	0 cm	22	6
	Intakte Plattenbereiche	18-22 cm	159	44
	Risszone	< 18	48	13
	Gefügestörungsbereiche	> 22 cm	132	37
	Summer		361	100

Abbildung 5-30: Prozentuale Darstellung der unterschiedlichen Plattenschädigungen aus der Tiefenmessung IE (Platte S-20-0-1).

Nach dem gleichen Prinzip wurden die restlichen angesprengten Platten ausgewertet und die unbeschädigten Plattenbereiche grafisch dargestellt, sodass die Ergebnisse miteinander verglichen werden können (siehe Abbildung 5-31). Aus den Ergebnissen der grafischen Darstellung konnte erneut bestätigt werden, dass die Stahlfaserbetonplatten mit einem Fasergehalt von 2,0 Vol.-% (Ladungsmenge 1500 g SEMTEX10) die kleinsten Strukturschäden

nach der Kontaktdetonation aufweisen. Die IE-Messungen und ihre Auswertungen für alle Platten sind im Anhang A.3 dieser Arbeit enthalten.

Zur Überprüfung der IE-Messergebnisse wurden die Platten zusätzlich mit der Ultraschallmethode untersucht. Das Messverfahren und die Messergebnisse werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

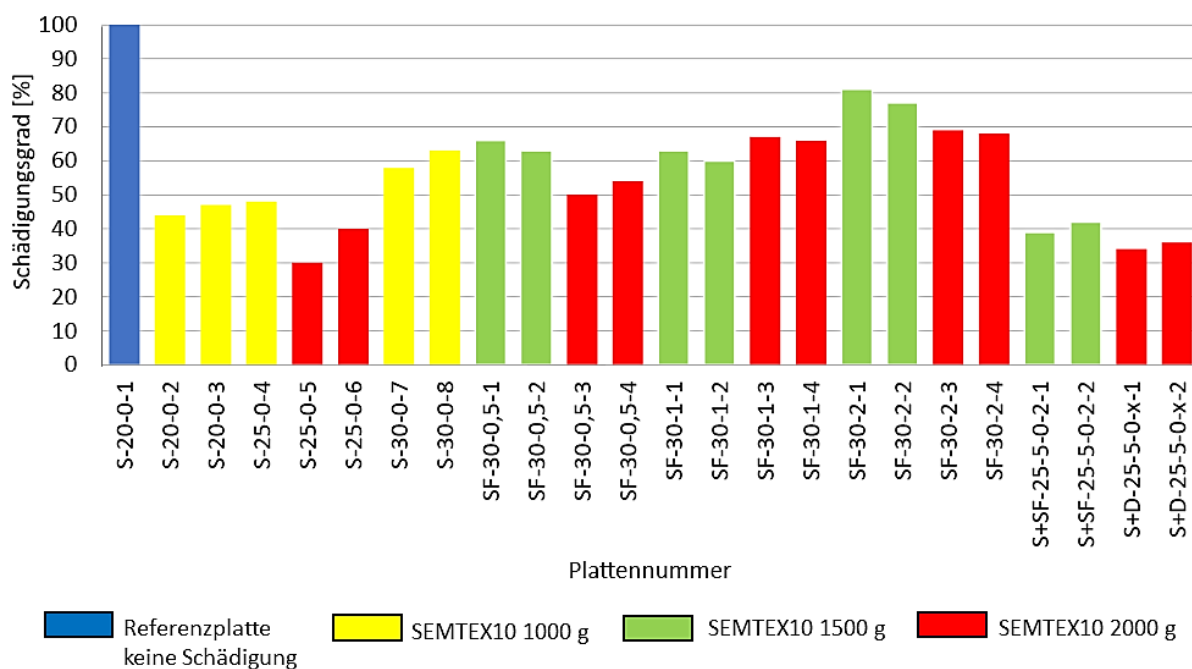


Abbildung 5-31: Vergleich des Anteils unbeschädigter Plattenbereiche der angesprengten Platten durch Tiefenmessungen IE.

5.3.3 Ultraschall

Im Rahmen der ZfP-Untersuchungen wurde die Eignung des Ultraschallverfahrens zur Schadensdetektion an Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten getestet und die Ergebnisse mit der IE-Messung verifiziert. Es wurden 24 Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten von der Lastseite aus mit dem Ultraschallverfahren untersucht.

5.3.3.1 Das Messsystem ACS A1040 MIRA

Für die Versuche wurde der Ultraschallscanner A1040 MIRA der Firma Acoustic Control Systems-ACS Group verwendet. Der Scanner ist in Abbildung 5-32 dargestellt. Das Ultraschallecho-Verfahren ist ein akustisches Verfahren, bei dem Schallwellen durch das Bauteil gesendet werden und deren Reflexionen an den Materialgrenzen zur Untersuchung genutzt werden. Luftgefüllte Hohlräume und Risse bilden für die Schallwelle eine Grenzfläche, sodass ein Fehler durch das Echo der Grenzfläche in der Tiefe lokalisiert werden kann. Sender und Empfänger des Ultraschallsignals befinden sich bei dem in der Versuchsreihe verwendeten Gerät im gleichen Gehäuse (das Gerät hat einen integrierten Computer und eine Antennengruppe). Die Messeinheit enthält eine

Matrixantennenanordnung mit 48 (12 Blöcke zu je 4 Elementen) niederfrequenten Breitband-Scherwellenprüfköpfen mit Trockenkontakt und verschleißfesten Keramikspitzen. Sie können daher über lange Zeiträume auf rauen Oberflächen arbeiten. Jeder Prüfkopf verfügt über eine unabhängige Federaufhängung, welche die Prüfung auf unebenen Oberflächen ermöglicht. Die Nennfrequenz des Systems liegt bei 50 kHz. Die maximale Scantiefe bei Stahlbetonbauwerken beträgt 800 mm, um die Konsistenz der Konstruktion beurteilen zu können [162].



Abbildung 5-32: Ultraschallscanner A1040 MIRA ACS.

Bevor der Empfängersensor ein Signal empfangen und auswerten kann, muss der Sendepuls abgeklungen sein. Um die Qualität der Ergebnisse zu erhöhen, ist eine geeignete Ankopplung von Sender und Empfänger an die Bauteiloberfläche wichtig. Lufteinschlüsse zwischen Sender und Bauteil dämpfen das Signal. Abhilfe schafft hier die Verwendung von Silikon. Abbildung 5-32 zeigt die Silikoneinbettung der Sensoren. Zur Darstellung der Scanergebnisse wird die Rekonstruktionssoftware INTROVIEW CONCRETE verwendet. Mit diesem Programm wurde die Datenverknüpfung und Volumenrekonstruktion über die gesamte gescannte Oberfläche des Prüfobjekts durchgeführt. Defekte im Bauteil können in 3D dargestellt werden [162], [163].

5.3.3.2 Geräteinstellungen

Für die innere Schadensdiagnose an Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (Dicke $d = 20$; 25 und 30 cm) wurden folgende Geräteeinstellungen (für Stahlbeton, Stahlfaserbeton) verwendet, die in der Abbildung 5-33 dargestellt sind. Es wurden die gleichen Messraster wie

bei der IE-Methode (vertikal und horizontal 100 mm) verwendet, um vergleichbare Werte zu erhalten (Abbildung 5-32). Die Betriebsfrequenz wurde auf 50 kHz und die Schallgeschwindigkeit auf 2700 m/s eingestellt.

Default map	Color gain, dB	10
Create MAP...	Analog gain, dB	50
	Number of periods	1.0
	Pause between the emission pul...	Off
	Operating frequency, kHz	50
	Using the measured velocity	Off
	Velocity, m/s	2700
	Delay, μ s	20
	Image quality	Average
	The depth of the map, mm	500
	Horizontal step, mm	100
	Vertical step, mm	100
	Horiz. size of the map	50
	Vert. size of the map	50

Abbildung 5-33: Einstellparameter Ultraschallscanner A1040 MIRA ACS.

5.3.3.3 Ergebnisse Ultraschall

Nach Abschluss der Scanvorgänge auf der Lastseite der angesprengten Platten wurden die Scanergebnisse mit der Software INTROVIEW CONCRETE durch Datenverknüpfung aus den gescannten Plattenvolumina rekonstruiert und in 3D dargestellt.

Wie bei den anderen ZfP-Verfahren wurde die Referenzplatte S-20-0-1 ($d = 20$ cm, unbeschädigt) zur Kalibrierung des Ultraschallgerätes und zur Überprüfung der eingestellten Messparameter verwendet. Das rekonstruierte 3D-Modell der Referenzplatte ist nachfolgend abgebildet. Da die Referenzplatte 20 cm dick und unbeschädigt war, wurde die Rückwand in 200 mm Tiefe (rot) und deren Reflexion in 400 mm Tiefe (hellgrün) detektiert (Abbildung 5-34).

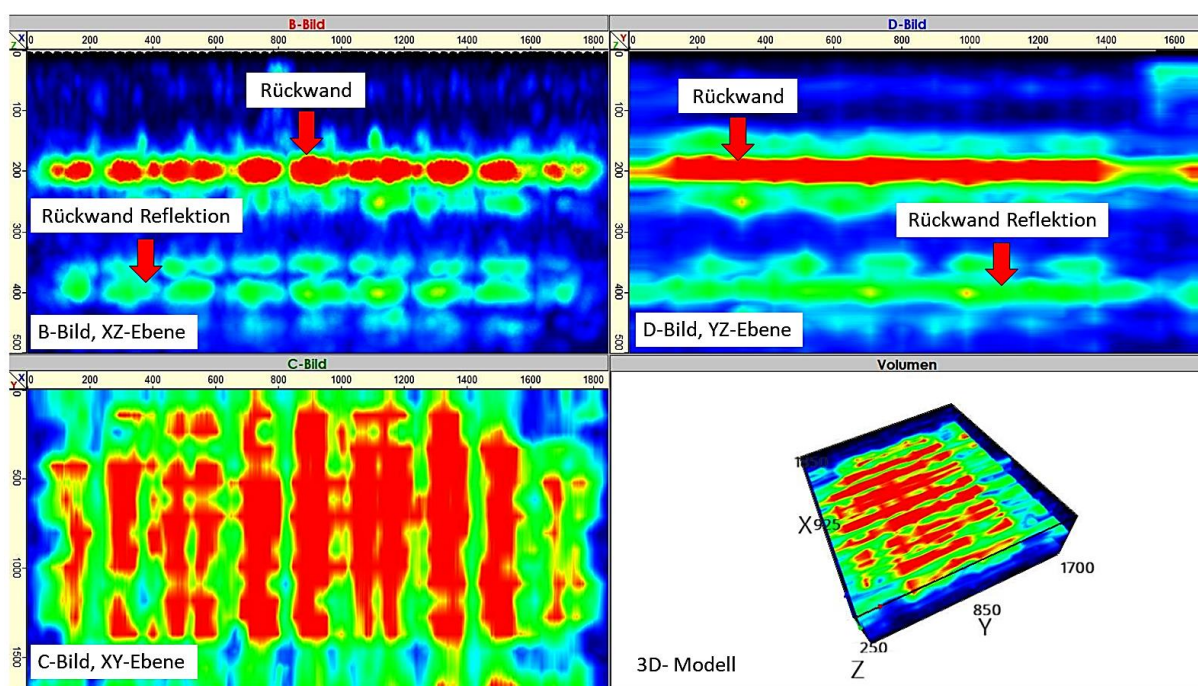


Abbildung 5-34: Ergebnisse der Ultraschallprüfung für die Referenzplatte S-20-0-1.

Die weitere Untersuchung des Plattenvolumens zeigt, dass die Platte eine homogene Struktur (blau) ohne Fehlstellen aufweist (Abbildung 5-35).

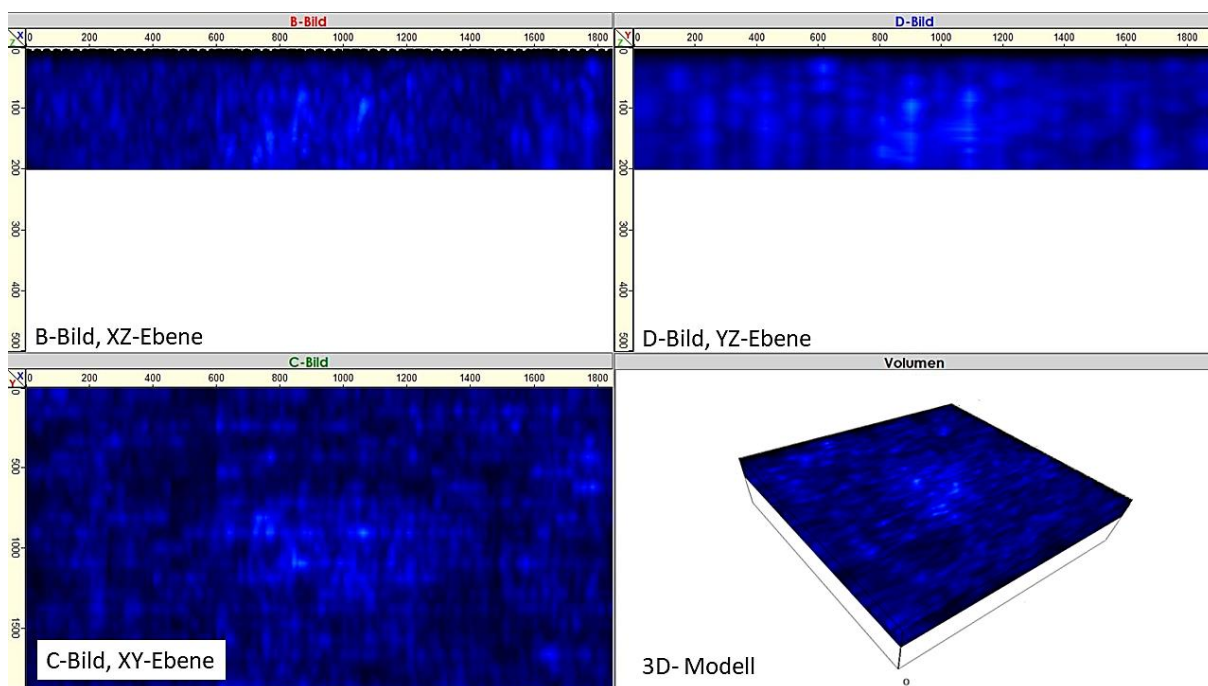


Abbildung 5-35: Volumenanalyse der Referenzplatte S-20-0-1 anhand der gescannten Ergebnisse Ultraschall.

Weiterhin sind die Ultraschallergebnisse einer identischen Stahlbetonplatte S-20-0-2 ($d = 20$ cm) dargestellt, die unter der Kontaktdetonation (1000 g Ladung SEMTEX10) geprüft

wurde. Die Ergebnisse zeigen deutlich die über das Plattenvolumen verteilten Fehlstellen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-36 dargestellt.

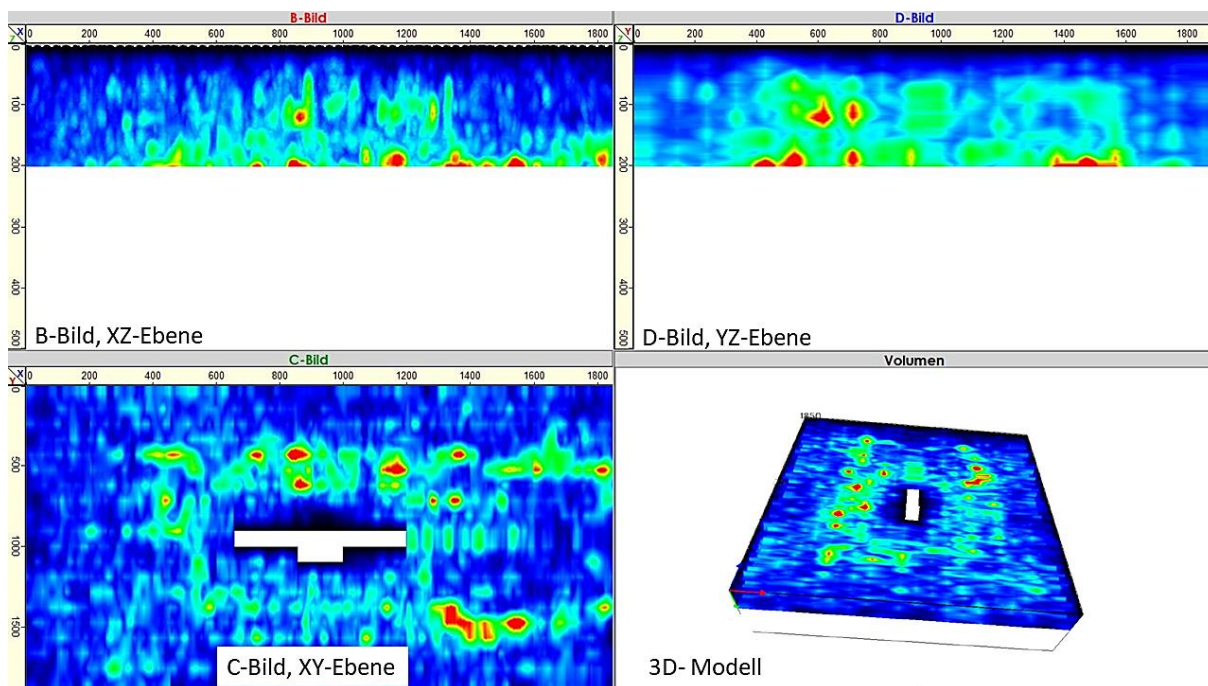


Abbildung 5-36: Ergebnisse der Ultraschallprüfung für die angesprengte Platte S-20-0-2.

Es ist möglich jede Fehlstelle oder Rückwand im Detail zu untersuchen und darzustellen (x; y; z). Dies wird durch die Software INTROVIEW CONCRETE ermöglicht, welche es erlaubt die intakten Bereiche der Platte auszublenden und nur die fehlerhaften Bereiche anzuzeigen (siehe in Abbildung 5-37).

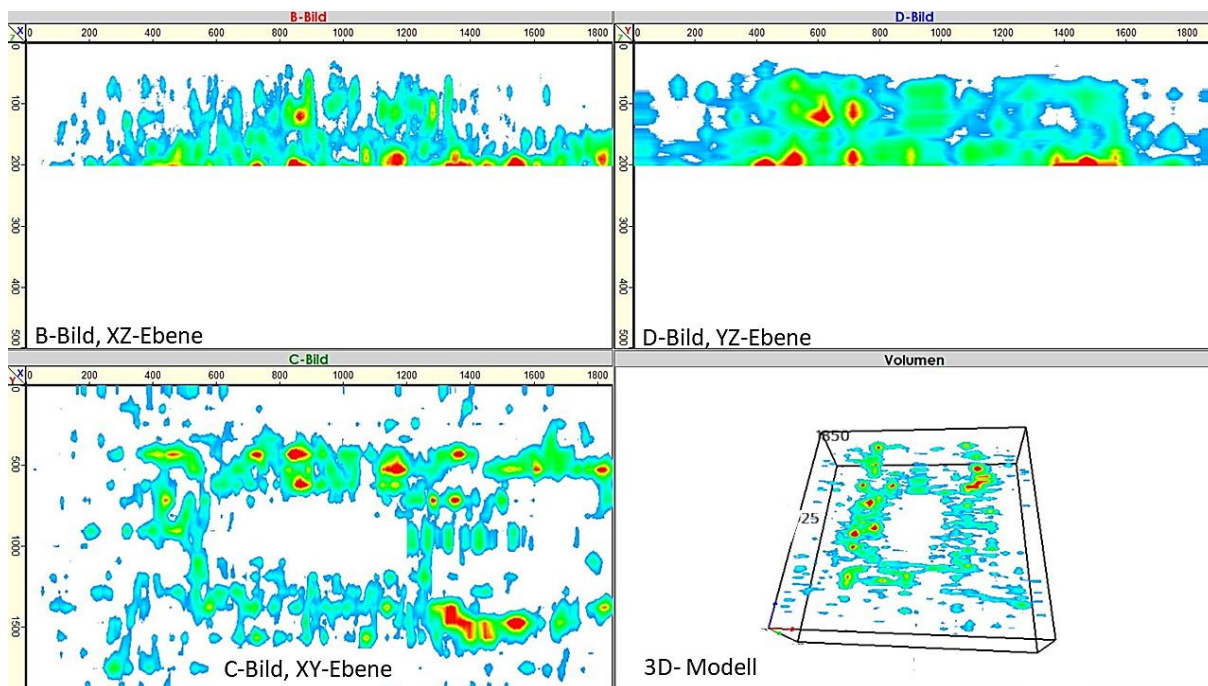


Abbildung 5-37: Darstellung von Fehlstellen in der Platte S-20-0-2.

Aufgrund der Vielzahl der detektierten Fehlstellen und der Schwierigkeit, die Art der Schädigung (Riss, Gefügeschädigung, Lunker, bei Stahlfaserbeton Faseranhäufung) zu erkennen, wurde keine detaillierte Analyse durchgeführt. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde ein visueller Vergleich der Ergebnisse von IE- und Ultraschallmessungen anhand der Schadensverteilung im Plattenvolumen durchgeführt. Die Ergebnisse beider Verfahren zeigen visuell ähnliche und plausible Schadensverteilungen. Die an dieser Platte diagnostizierten Fehlstellen beginnen in einer Tiefe von ca. 8 cm und vervielfachen (konzentrieren) sich im Oberflächenbereich der Schutzseite der Platte. Mit diesem Verfahren ist es in der Regel möglich Fehlstellen (nicht intensiv und überlappend) räumlich auszuwerten sowie Koordinaten und die Form (Geometrie) zu bestimmen.

Die rekonstruierten Ultraschallergebnisse der übrigen Platten sind im Anhang A.4 enthalten.

5.3.4 Georadarverfahren

In Krisengebieten oder nach Terroranschlägen ist es oft notwendig den Schädigungsgrad oder die Resttragfähigkeit von beschädigten Bauwerken schnell zu beurteilen. Dies ist ohne Schal- und Bewehrungspläne des Bauwerks kaum möglich. Häufig sind diese technischen Daten nicht vorhanden, nicht verfügbar oder nur mit großem Zeitaufwand zu beschaffen. In solchen Fällen können zerstörungsfreie Prüfgeräte wie Georadar, Ferroskan und Betonprüfhammer eingesetzt werden, um die Betonfestigkeit (bei Normalbeton) des Bauwerks zu prüfen und Informationen über die eingebaute Bewehrung (Betondeckung, Bewehrungsabstand etc.) oder die Materialschichten des Bauwerks zu ermitteln. Diese Verfahren eignen sich aufgrund ihrer einfachen Handhabung zur schnellen Beurteilung von beschädigten Bauwerken durch Soldaten in Krisengebieten und die gewonnenen Daten können zur Ableitung von Materialkennwerten oder zur ersten Abschätzung des Schädigungsgrades bzw. zur Schadensbeurteilung verwendet werden.

5.3.4.1 Georadar PS 1000 X-Scan

Das Georadar-Verfahren beruht auf der Ausbreitung elektromagnetischer Wellen. Es kann zur Untersuchung des strukturellen Aufbaus eines Bauteils, zur Ortung schlaffer und vorgespannter Bewehrung sowie zur Detektion von Fehlstellen und Schäden eingesetzt werden. Aus den Laufzeiten der Reflexionen der eingestrahlten elektromagnetischen Impulse können Rückschlüsse auf veränderte Materialeigenschaften gezogen werden. In diesem Projekt wurde das Georadar „PS 1000 X-Scan Beton-Detektionsgerät“ der Firma Hilti eingesetzt (Abbildung 5-38, links). Die maximale Detektionstiefe zur Objektortung beträgt bis zu 400 mm, die Genauigkeit der Tiefenangabe wird mit ± 10 mm bis 100 mm Tiefe und mit $\pm 15\%$ ab 100 mm Tiefe angegeben. Die Ortungsgenauigkeit beträgt nach Herstellerangaben ± 10 mm [164].

Das Georadar ist mit drei Radarantennen und einem zusätzlichen elektromagnetischen Sensor (EM-Sensor) ausgestattet. Das Gerät arbeitet nach dem Reflexions- oder Pulsradarprinzip.

Vom Boden des Gerätes werden Radarwellen ausgesendet, die an Objekten mit verändertem Wellenwiderstand reflektiert werden (Abbildung 5-38). Aus der Laufzeit der Wellen wird die Entfernung der reflektierenden Objekte berechnet. Aufgrund der verwendeten Technik kann das Georadar nicht nur Metalle, sondern auch Nichtmetalle und Hohlräume erkennen. Einschränkungen gibt es nur bei der Eindringtiefe, die von den Eigenschaften des Untergrundes abhängig ist.



Abbildung 5-38: Georadar Hilti PS 1000 X-Scan Beton-Detektionsgerät [164].

Das Messgerät ist auf einem Fahrgestell mit vier Rädern montiert. Mit Hilfe dieser Räder berechnet das Gerät seine Position im Messstreifen. Um die Handhabung des Gerätes zu erleichtern, sind die Betonplatten horizontal angeordnet. Das Georadargerät kann eine Fläche von 60 x 60 cm oder 120 x 120 cm in einem Scanvorgang untersuchen. Bei den Probekörpern dieser Forschungsarbeit wurden immer die mittleren Plattenbereiche, welche durch ein rotes Quadrat gekennzeichnet sind, gescannt. Diese wurden mit Permanentmarkern in 16 Messstreifen unterteilt (Abbildung 5-39, rechts). Jeder Messstreifen ist 15 cm breit, was der Scanbreite der Geräte entspricht. Vor dem Scannen mussten die Krater vorbereitet werden, da die Geräte für möglichst genaue Messergebnisse auf einer Ebene bewegt werden müssen. Da Höhenunterschiede, z. B. Kanten, die Messergebnisse verfälschen, konnten die Krater auf den Proben nicht mit einer dünnen Platte abgedeckt werden. Stattdessen wurde ein Raster in den Fahrspuren mit mehreren Lagen Gewebeklebeband auf die Betonoberfläche geklebt (Abbildung 5-39, links). Durch das Übereinanderlegen mehrerer Lagen Gewebeklebeband und deren kreuzweise Anbringung konnte eine ausreichende Stabilität erreicht werden.

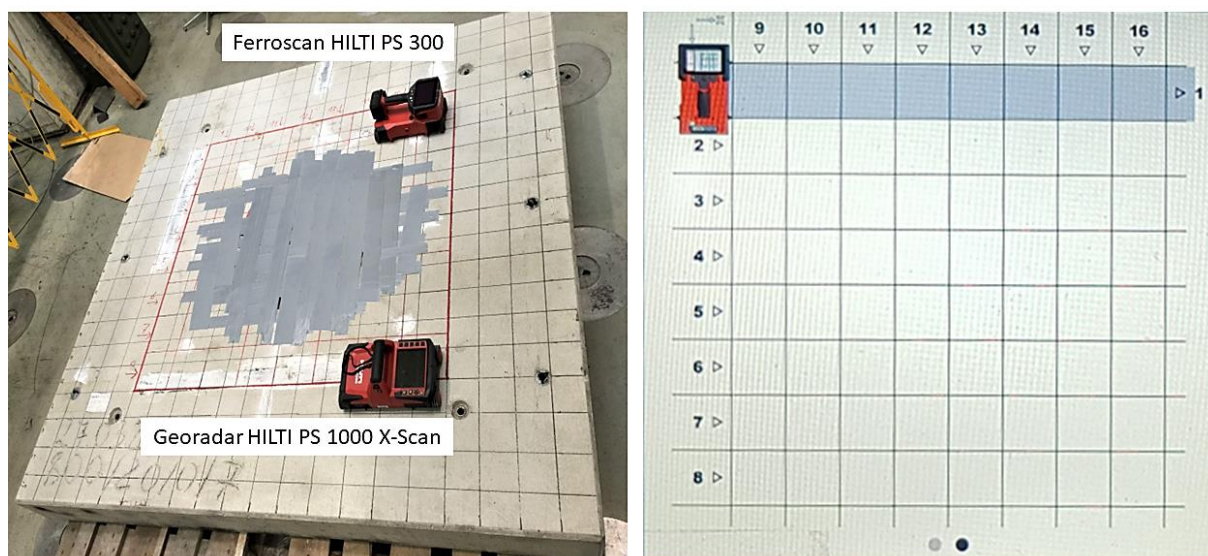


Abbildung 5-39: Scanbereich und Scanmuster.

Anschließend konnte mit dem Scannen begonnen werden, indem die Messstreifen nacheinander abgefahren wurden. Durch zweimaliges Abfahren der zu scannenden Fläche, einmal von links nach rechts und einmal von oben nach unten (Abbildung 5-39, rechts), konnte ein lückenloses Endergebnis erzielt werden.

5.3.4.2 Auswertung der Messergebnisse

Referenzplatte S-20-0-1 (unbeschädigt)

Bei einem unbeschädigten Probekörper muss die Bewehrung in beiden Bewehrungslagen der Platte zwangsläufig noch in dem Zustand und in der Lage sein, wie sie zum Zeitpunkt des Betonierens vorhanden war (Ausgangszustand). Aus diesem Grund wurde die Bewehrung nur auf einer Seite mit dem Georadar untersucht. Nachfolgend ist der Scan in der 2D-Ansicht links und in der 3D-Ansicht rechts in Abbildung 5-40 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Bewehrung wie erwartet in einem Abstand von 15 cm in beiden Richtungen liegt. Außerdem sind die Bewehrungsstäbe parallel zu den Seitenflächen angeordnet. Die leichten Verformungen sind auf Ungenauigkeiten bei der Geräteführung zurückzuführen. In Abbildung 5-40 sind in den Schnitten einzelne Bewehrungsstäbe der oberen und unteren Lage zu erkennen.

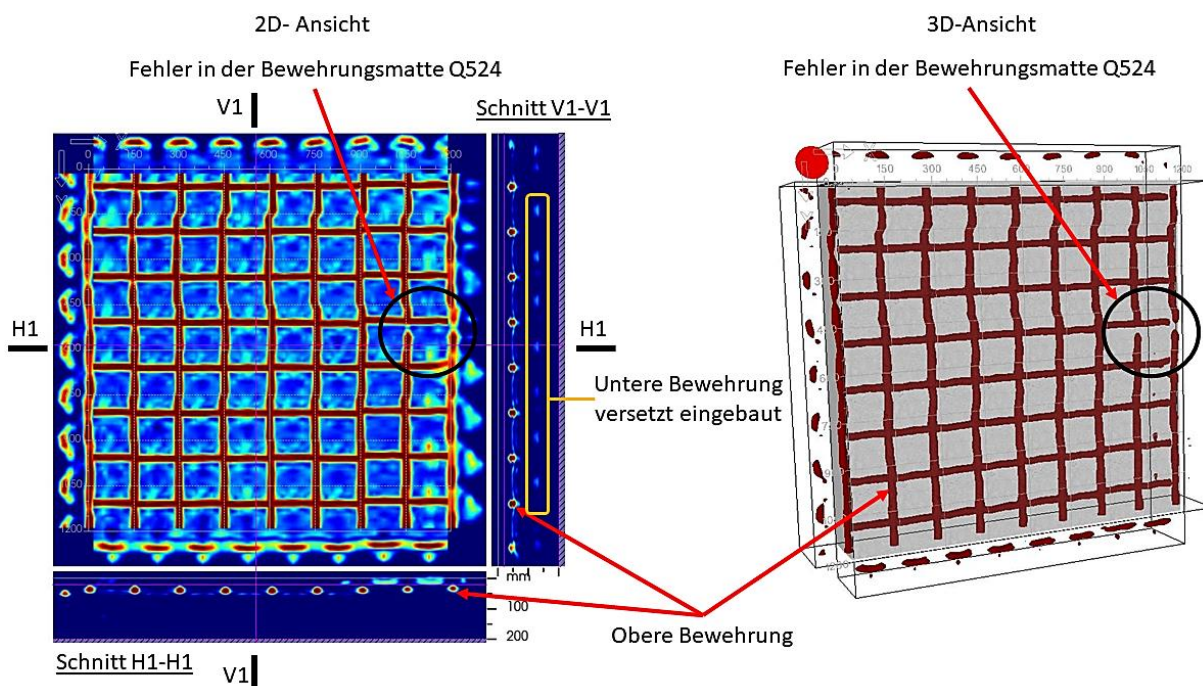


Abbildung 5-40: Georadar-Ergebnisse für die Referenzplatte S-20-0-1.

Abbildung 5-41 a bestätigt den versetzten Einbau der Bewehrung in der unteren Lage.

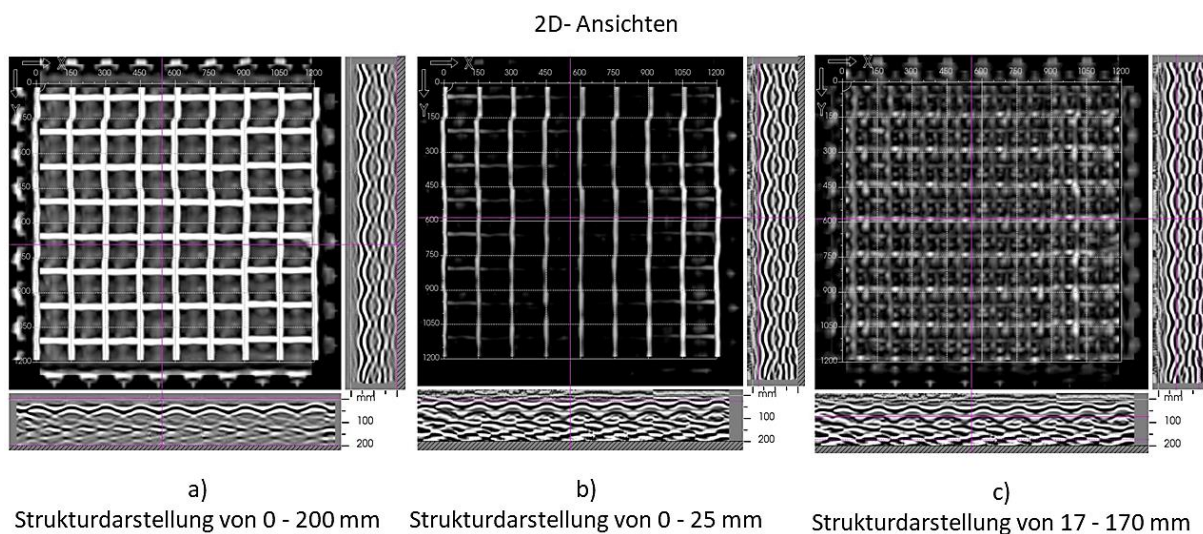


Abbildung 5-41: Tiefenschnitte des Aufbaus der Referenzplatte S-20-0-1.

Nach Durchsicht der Scanergebnisse wurden zwei Abweichungen vom Schal- und Bewehrungsplan festgestellt. In einem Bereich wurde die Bewehrung nicht durchgehend eingebaut und im zweiten Bereich wurde die Bewehrung versetzt verlegt. Die Kenntnis dieser Abweichungen ist sehr wichtig, da sie für die numerische Analyse der Platten von großer Bedeutung sind. Als nächster Schritt wurden die verschiedenen Tiefenschnitte des Aufbaus der Referenzplatte dargestellt (Abbildung 5-41). Bei der Analyse des Plattenaufbaus konnten keine Auffälligkeiten festgestellt werden.

Stahlbetonplatte S-25-0-4, belastet mit 1000 q SEMTEX10

Abbildung 5-42 zeigt zunächst den Scan der belasteten Seite der Platte in der 2D-Ansicht. Aus den Abbildungen ist ersichtlich, dass die Detonation keinen sichtbaren Einfluss auf die Bewehrung außerhalb des Kraterbereichs hatte, da die Bewehrungsstäbe unverändert in ihrem Ausgangszustand liegen. Die durch die Detonation freigelegten Bewehrungsstäbe innerhalb des Kraters wurden vom Georadar nicht erfasst. Aufgrund seiner Funktionsweise ist das Georadar in der Lage, sowohl Bewehrungsstäbe als auch Lufträume zu erkennen. Aufgrund des fehlenden Kontrastmaterials in Form von Beton erkennt das Gerät die Bewehrungsstäbe im Kraterbereich nicht. Bei der weiteren Untersuchung der Plattenstruktur konnten die Bereiche mit Verbundschäden zwischen Beton und Bewehrung identifiziert werden. Die zwischen Rot und dunkelgelb markierten Bereiche im Tiefenschnitt der Plattenstruktur weisen eine weißliche Färbung auf. Es handelt sich um Bereiche, in denen Abplatzungen durch Kontaktdetonationen entstanden sind, die mangels ausreichender Energie nicht als Trümmer weggeschleudert wurden.

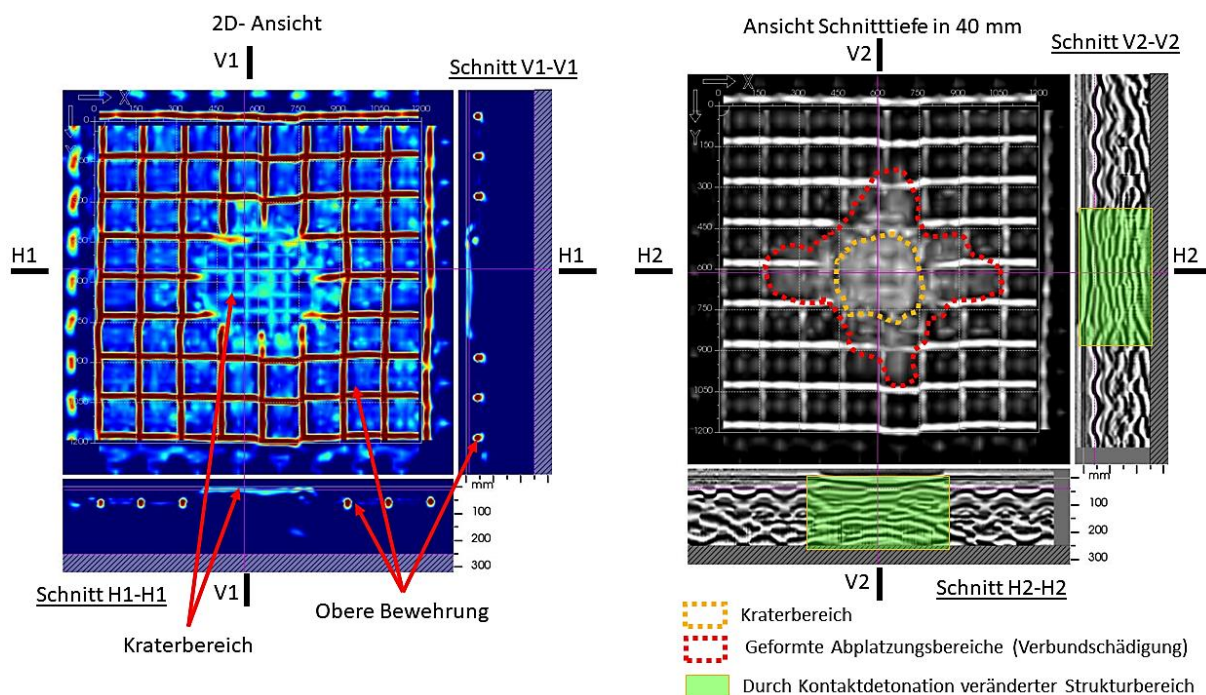


Abbildung 5-42: Georadar-Ergebnisse für die Stahlbetonplatte S-25-0-4 (Belastungsseite).

Wie die visuelle Untersuchung und die zerstörende Prüfung der Platte zeigen, sind die eingebauten Bewehrungsebenen die häufigsten Orte für das Auftreten von Betonabplatzungen (Betontrümmer). Um mögliche Verbundschäden zwischen Beton und Bewehrung deutlich sichtbar zu machen, wurde daher eine Schnitttiefe des Plattenaufbaus von ca. 30-40 mm in der Bewehrungsebene gewählt. Deutlich zu erkennen ist auch die im Tiefenschnitt veränderte Kraterstruktur, die in der Abbildung 5-42 grün dargestellt ist. Der Scan der Schutzseite der Platte ist in Abbildung 5-43 dargestellt. Die Auswertung für die Schutzseite des Georadarscans erfolgt analog zur Auswertung für die Lastseite der Platte. Wie

die 2D-Ansicht des Georadarscans zeigt, gibt es auch bei dieser Stahlbetonplatte Abweichungen vom Schal- und Bewehrungsplan. Deutlich zu erkennen sind die unzureichend bewehrten Plattenbereiche (Bewehrung nicht durchgehend verlegt). Erwartungsgemäß sind die entstandenen Betonabplatzungen auf dieser Seite stärker ausgeprägt als auf der Lastseite der Stahlbetonplatte. Aus der Georadardarstellung können die Abmessungen der entstehenden Betonabplatzungen bestimmt werden.

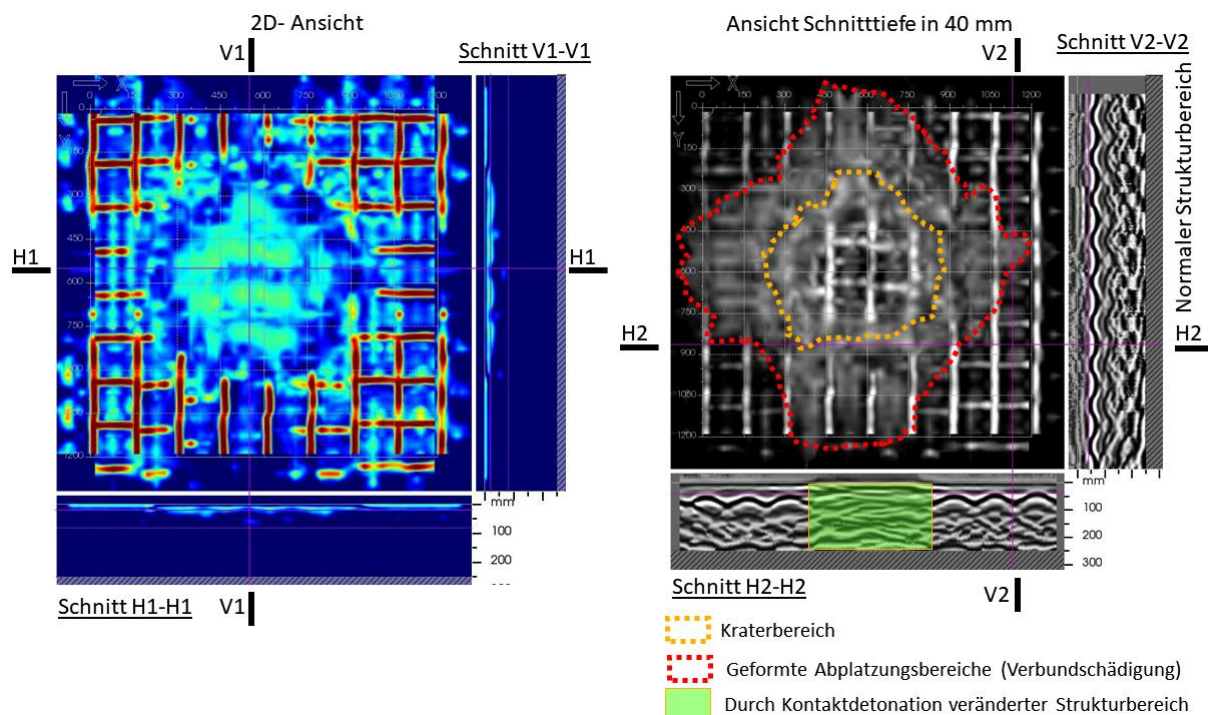


Abbildung 5-43: Georadar-Ergebnisse für die Stahlbetonplatte S-25-0-4 (Schutzseite).

Die mit Georadar detektierten Abplatzungen, die meist oberhalb der Bewehrung (Betondeckung) auftreten, wurden durch zerstörende Prüfungen nachgewiesen (siehe Abbildung 5-44).

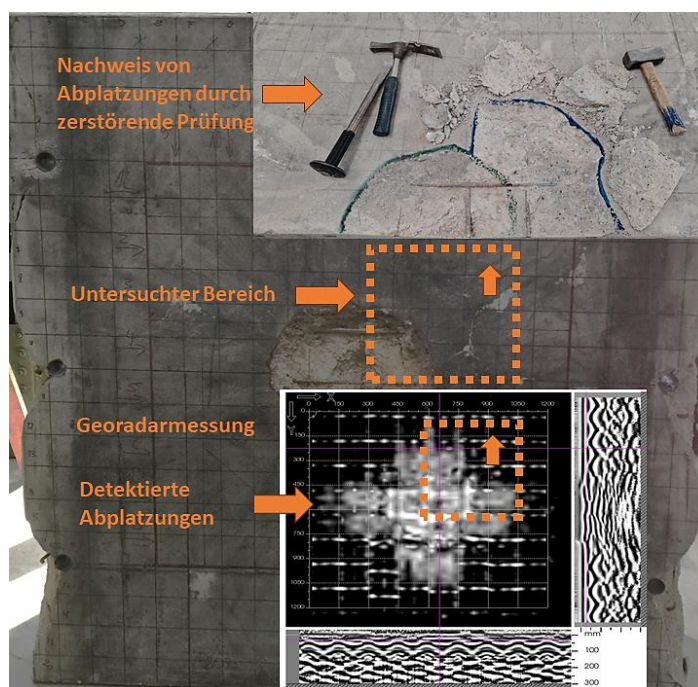


Abbildung 5-44: Nachweis von Abplatzungen durch zerstörende Prüfung (Platte S+SF-25-5-0-2-1, Belastungsseite).

Bei den Georadaruntersuchungen der Stahlbetondecken wurde ein weiterer Fehler festgestellt, der für die Kontaktdetonation und die 3-Punkt-Biegeversuche von entscheidender Bedeutung war. Die Georadaruntersuchungen an den Deckenrändern zeigten eine mangelhafte Ausführung der Bewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße, siehe Abbildung 5-45.

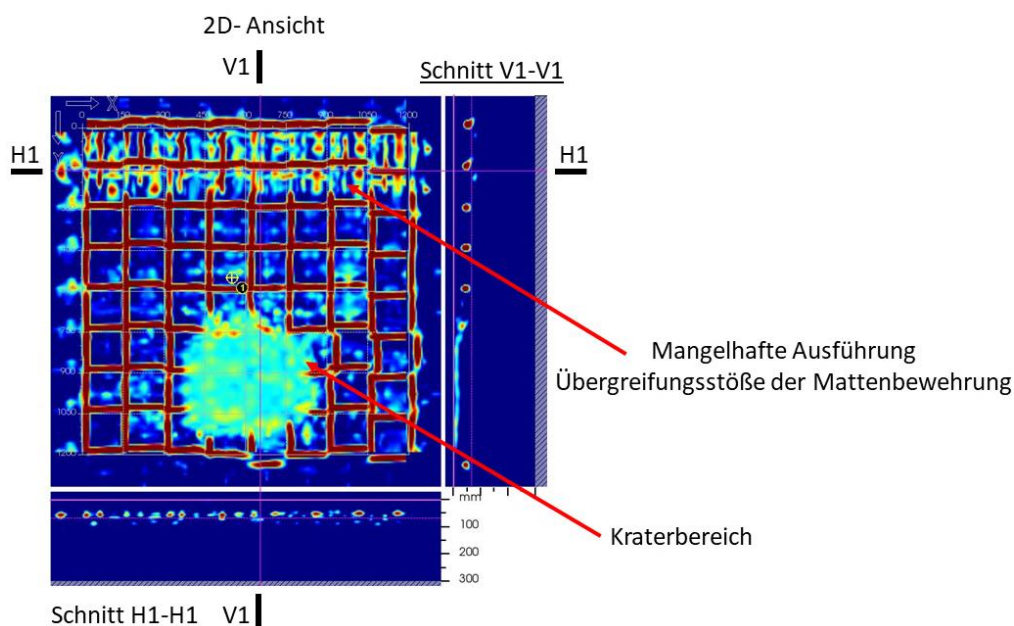


Abbildung 5-45: Mangelhafte Ausführung Übergreifungsstöße Platte S-20-0-2 (Schutzseite).

Die Auswirkungen dieser Fehler als Ursache für die plastische Verformung der Bewehrung bei einer Kontaktdetonation werden in Zukunft eingehend untersucht.

Stahlfaserbetonplatte SF-30-0,5-1, belastet mit 1500 q SEMTEX10

Um die Eignung von Georadarmethoden für die Strukturanalyse von Stahlfaserbetonplatten zu testen, wurde der mittlere Bereich der Lastseite einer angespannten Stahlfaserbetonplatte ($d = 30\text{ cm}$) mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% gescannt (Abbildung 5-46).

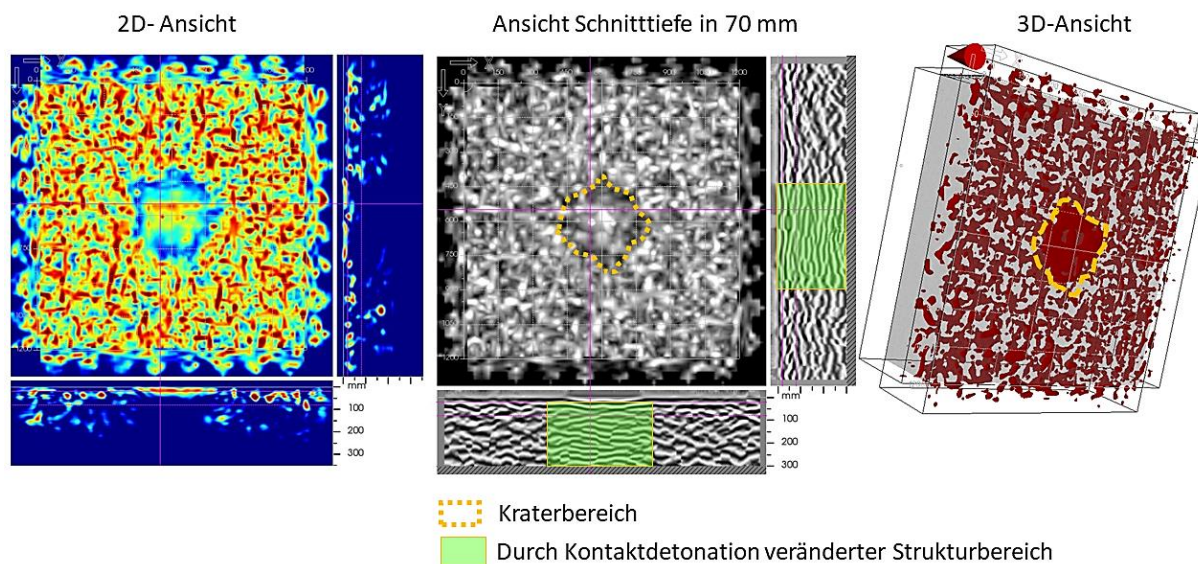


Abbildung 5-46: Georadar-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-0,5-1 (Belastungsseite).

Aufgrund des Stahlfaseranteils im Beton ist das Georadar nicht mehr in der Lage, die Bewehrung und Struktur der Platte zu erkennen. Die im Beton verteilten Stahlfasern befinden sich oberhalb der Bewehrungslage, zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben und unterhalb der Bewehrungslage. Dadurch werden die ausgesandten Radarwellen des Georadars an den einzeln oder in Gruppen vorliegenden Stahlfasern gebrochen und reflektiert. Daher erfasst das Gerät viele kleine Objekte, die über den gesamten Scanbereich verteilt sind und es ist nicht möglich die Bewehrungsstäbe herauszurechnen. Eine Strukturanalyse von Stahlfaserbetonplatten ist daher nicht gegeben.

Zweischalige Platte S+SF-25-5-0-2-1, belastet mit 1500 q SEMTEX10

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Georadar-Scans der Schutzseite einer zweischaligen Platte dargestellt. Wie bei den Stahlfaserbetonplatten ist es auch hier nicht möglich abgeplatzte Plattenbereiche oder ein Bild der Bewehrungsverlegung zu detektieren. Die Scanergebnisse zeigen jedoch, dass die nachträglich aufgebraachte 5 cm Stahlfaserbetonschicht auf der 25 cm Stahlbetonplatte detektierbar ist (Abbildung 5-47).

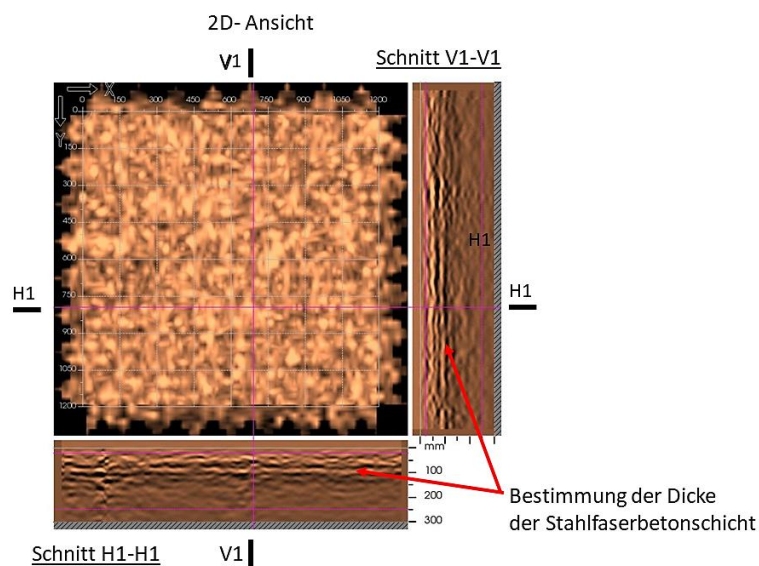


Abbildung 5-47: Bestimmung der Schichtdicke von 5 cm Stahlfaserbeton mittels Georadarverfahren.

Mit dem Georadar ist es möglich die verlegte Bewehrung und die Struktur von Stahlbetonbauteilen zu erkennen und zu bewerten. Darüber hinaus können oberflächennahe Abplatzungen und Einbautiefen erkannt werden. Für die Strukturanalyse von Stahlfaserbetonbauteilen ist das Georadarverfahren jedoch nicht geeignet.

5.3.4.3 Schlussfolgerungen zum Messverfahren Georadar

Georadar (GPR - *Ground Penetrating Radar*) ist ein zerstörungsfreies Verfahren zur Untersuchung von Bauwerken und kann zur Erkennung verschiedener Schäden und Merkmale in Beton-, Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauwerken eingesetzt werden. Nachfolgend sind einige der Hauptanwendungen des Georadars für diese Materialien aufgeführt:

- Ortung von Bewehrungsstäben: Georadar ist sehr effektiv bei der Bestimmung der Lage und Tiefe von Bewehrungsstäben in Stahlbetonkonstruktionen. Dies ist besonders wichtig, um Schäden an diesen Bauwerken bei Instandhaltungs- oder Umbaumaßnahmen zu vermeiden.
- Hohlraumdetektion: Hohlräume in Betonbauwerken können die Tragfähigkeit beeinträchtigen. Mit Georadar können diese Hohlräume lokalisiert werden.
- Schichtdickenmessung: Mit dem Georadar kann die Dicke von Betonschichten (Abplatzungen) gemessen und detektiert werden. Dies ist nützlich, um die Tragfähigkeit von Bauteilen zu beurteilen.
- Bestimmung der Betonqualität: Bereiche unterschiedlicher Dichte und damit potenziell unterschiedlicher Betonqualität können mit dem Georadar durch die Analyse der Rückstreudaten identifiziert werden.

Dabei ist zu beachten, dass die Effektivität des Georadars durch verschiedene Faktoren beeinflusst werden kann, wie z. B. die Feuchtigkeit des Betons, die Art und Menge der

Bewehrung und die Komplexität der geometrischen Strukturen. Stahlfaserbeton kann aufgrund der hohen Dichte der Metallfasern, welche die Klarheit der Radarbilder beeinträchtigen, eine Herausforderung darstellen.

5.3.5 Induktive Verfahren- Ferroskan

5.3.5.1 Grundlagen

Zur zerstörungsfreien Untersuchung der Bewehrung (Betondeckung, Lage, Durchmesser, Bewehrungsabstand, plastische Verformungen) wurde neben dem Georadar auch der „PS 300 Ferroskan“ der Firma Hilti eingesetzt (Abbildung 5-48 links). Aufgrund der robusten Bauweise und der einfachen Handhabung ist das Gerät optimal auf Baustellen und im Freien einsetzbar. Die maximale Detektionstiefe zur Objektortung wird mit 200 mm angegeben, wobei die Ortungsgenauigkeit 1%, also ± 3 mm beträgt [165]. Typische Einsatzgebiete sind die Überprüfung und Analyse der Bewehrung bei Bauabnahmen, die Überprüfung der Betondeckung, die Qualitätskontrolle auf der Baustelle sowie die Vermeidung von Bewehrungstreffern und Schäden durch Anbohren statisch relevanter Bewehrungsstäbe [165]. Das Gerät arbeitet nach dem Prinzip der magnetischen Induktion. Das bedeutet, dass die im Geräteboden eingebauten Sensoren ein Magnetfeld nach unten aussenden. Sobald dieses Magnetfeld durch Bewehrungseisen im Beton beeinflusst und verändert wird, wird eine Spannung induziert, die vom Gerät detektiert und ausgewertet wird (Abbildung 5-48, rechts). Aufgrund der Detektionsart dieses Gerätes können nur ferromagnetische Objekte, wie z. B. Stahlbewehrungen, detektiert werden. Beim Einsatz von FERROSCAN ist darauf zu achten, dass sich keine eingeschalteten elektrischen Geräte oder durch die Probe geführte elektrische Leitungen in der Nähe der Probe befinden. Diese elektromagnetischen Felder stören die Detektion und die qualitative Darstellung der Bewehrung.

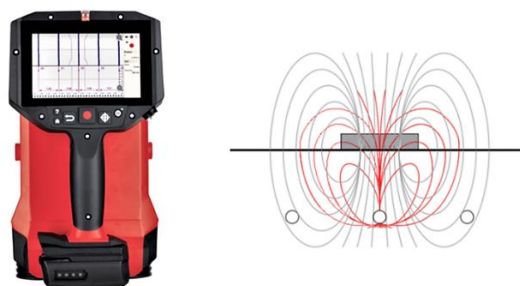


Abbildung 5-48: Ferroskan Hilti PS 300 Bewehrung- Detektionsgerät [165].

5.3.5.2 Anwendung

Da das Funktionsprinzip von Ferroskan und Georadar identisch ist, wird in diesem Abschnitt nicht näher auf das Ferroskan-Verfahren eingegangen.

5.3.5.3 Ergebnisse der Ferrosan-Untersuchungen

Aufgrund der einfachen Handhabung und des ähnlichen Anwendungsprinzips der Georadarverfahren wurden in diesem Abschnitt nur zwei Platten (eine Stahlbetonplatte und eine Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt) untersucht.

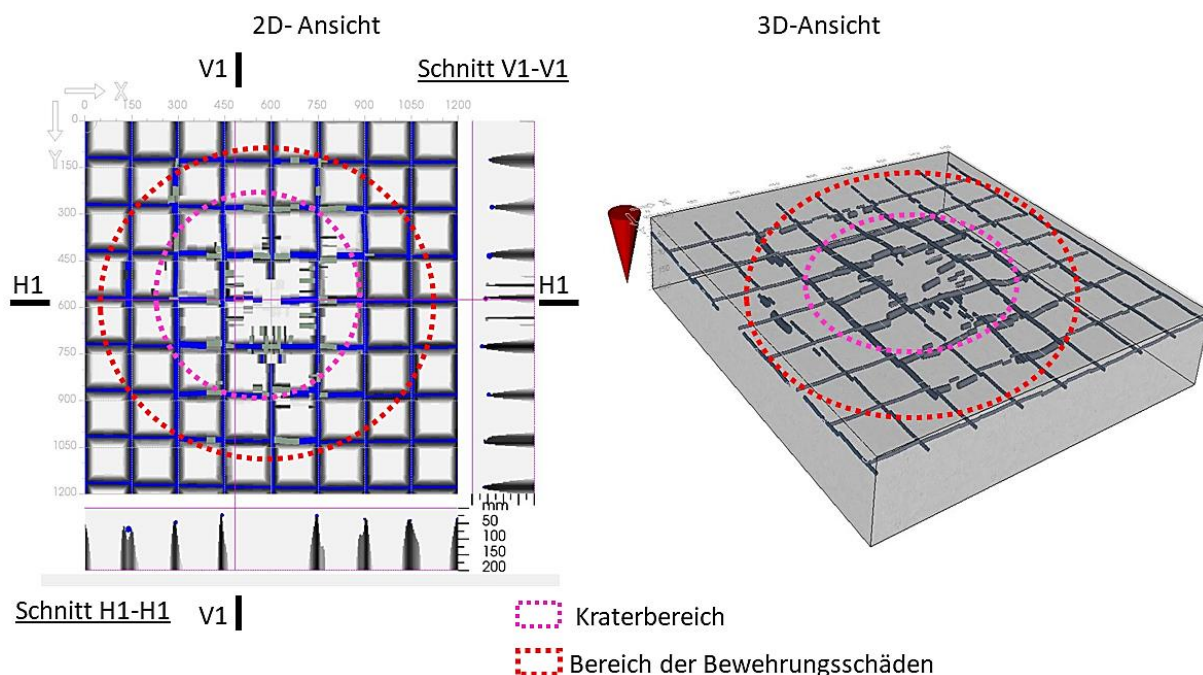


Abbildung 5-49: Darstellung des Kraterbereiches mit Bewehrungsschäden aus Ferrosan - Untersuchung der Stahlbetonplatte S-25-0-5 (Schutzseite).

Abbildung 5-49 zeigt links eine 2D-Ansicht und rechts eine 3D-Ansicht des mittleren Bereichs der Schutzseite der Platte S-25-0-5. Die Ergebnisse des Ferroskans ermöglichten die Diagnose des Bewehrungsverlaufs, der Bewehrungsstababstände, der Betondeckung, der Lage sowie der Bereiche mit Bewehrungsschäden (plastisch verformte Bereiche).

Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-2, belastet mit 2000 q SEMTEX10

Der Scan des mittleren Bereichs der beanspruchten Seite der Platte in 2D- und 3D-Ansicht ist in Abbildung 5-50 dargestellt.

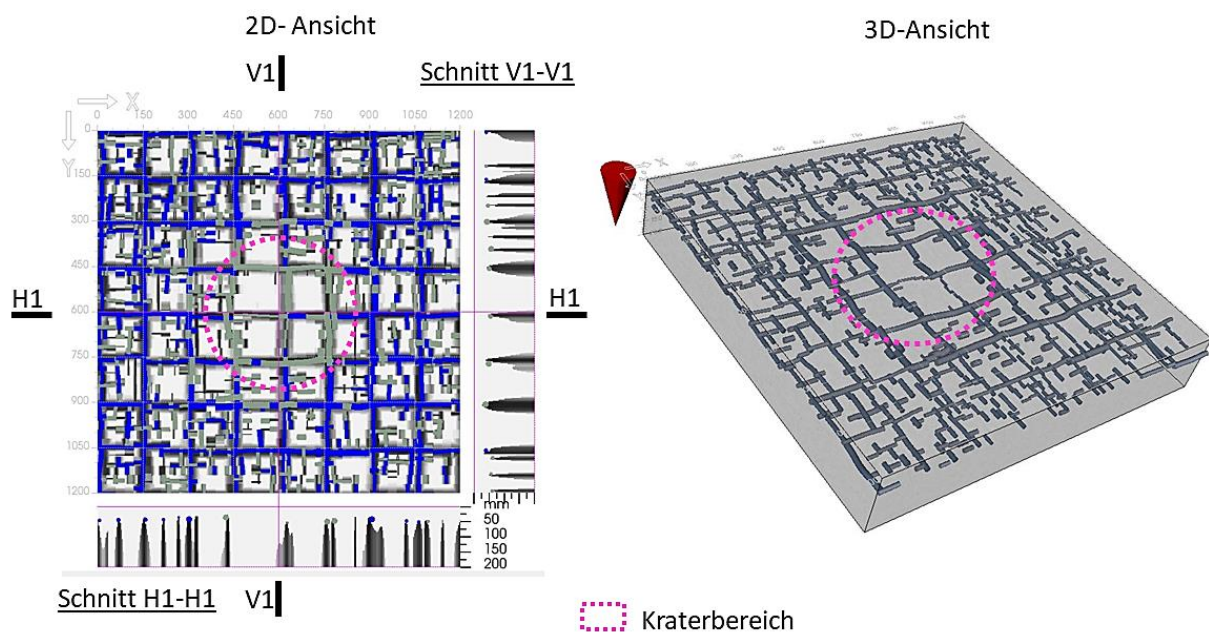


Abbildung 5-50: Ferrosan-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-2 (Belastungsseite).

Da es sich bei den in diesen Prüfkörper eingebrachten Fasern um Stahlfasern handelt, werden diese ebenfalls vom Ferrosan erfasst. Dies führt dazu, dass die Bilder des Scans unübersichtlich sind. Die Stahlfasern sind zu klein und zu zahlreich, als dass das Gerät sie einzeln erkennen und abbilden könnte. Stattdessen erfasst der Ferrosan Gruppen eng beieinander liegender Stahlfasern als ein größeres Objekt und stellt diese Gruppen als unterschiedlich lange Bewehrungsstäbe dar. Im Gegensatz zum Georadar ist die Bewehrung jedoch auf der Lastseite der Platte sichtbar.

Bei den in diesem Projekt verwendeten Stahlbetonplatten lagen die Lastseiten bei der Herstellung der Platte immer auf der Schalungsseite. Das Raster der Bewehrungsstäbe alle 15 cm in x- und y-Richtung ist bis auf den Kraterbereich vollständig abgebildet. Ebenso wurde im Gegensatz zum Georadar die Bewehrung im Kraterbereich detektiert und dargestellt. In der 3D-Ansicht der Platte ist die Biegung der Bewehrung durch die Sprengung zu erkennen. Aufgrund der starken Verbiegung und der fehlenden Betondeckung werden die Stäbe im Kraterbereich im 2D-Scan nicht blau, sondern grau dargestellt (Abbildung 5-50).

Nachfolgend ist der Scan der Plattenschutzseite in der 2D-Ansicht und rechts daneben in der 3D-Ansicht dargestellt (Abbildung 5-51).

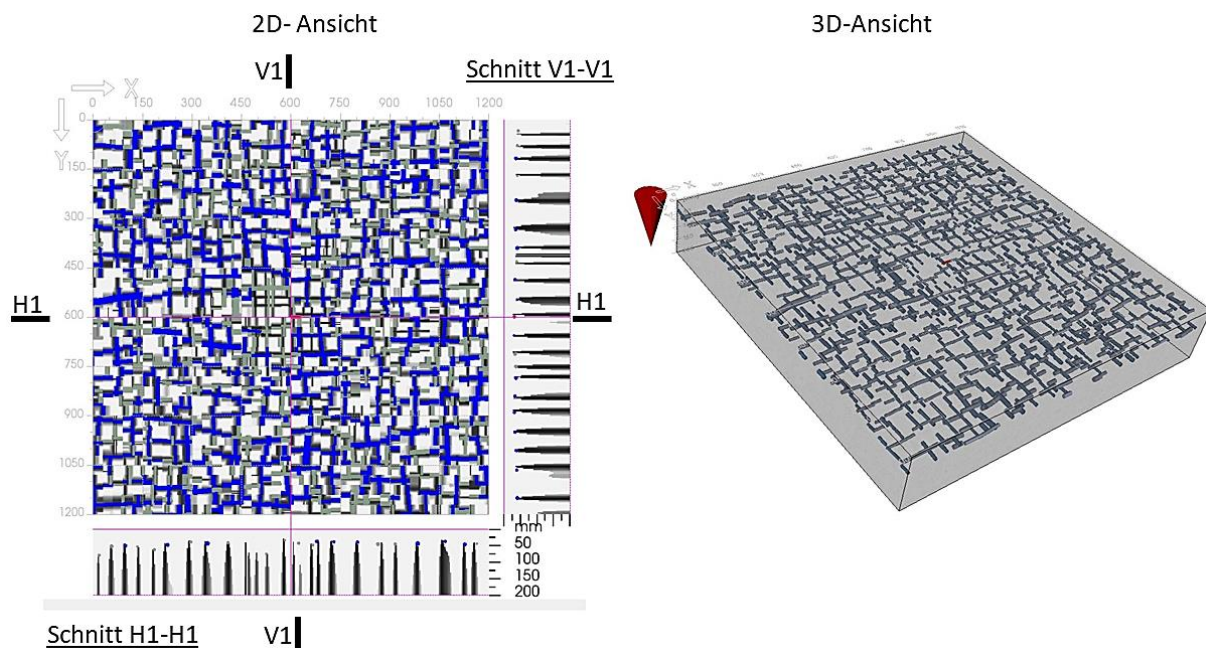


Abbildung 5-51: Ferrosan-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-2 (Schutzseite).

Es handelt sich um das gleiche Ergebnis wie auf der Lastseite. Allerdings konnte die Bewehrungslage auf dieser Plattenseite mit dem Ferrosan nicht detektiert werden, so dass die Ergebnisse wenig aussagekräftig sind.

5.3.5.4 Schlussfolgerungen zum Messverfahren Ferrosan

Ferrosan ist ein Gerät zur Ortung und Analyse der Bewehrung in Betonbauwerken. Diese Art von Gerät arbeitet typischerweise mit einem elektromagnetischen Verfahren, das die von der Bewehrung reflektierten Signale analysiert. Auf der Grundlage der in dieser Forschungsarbeit durchgeführten Untersuchungen ist es möglich, die verlegte Bewehrung in Stahlbetonbauteilen zu untersuchen und wesentliche Daten wie Betonüberdeckung, Lage, Durchmesser und Abstand der Bewehrung zu bestimmen. Darüber hinaus werden Informationen über die Verteilung und Anordnung der Bewehrung gewonnen, die für die Beurteilung der Tragwerksqualität und für geplante Eingriffe in das Tragwerk wichtig sind. Für Stahlfaserbetonbauteile kann festgestellt werden, dass die Erkundung der Bewehrung mit induktiven Verfahren im Einzelfall zu beurteilen ist und von verschiedenen Faktoren wie der Faserart, Faserabmessung, Fasergehalt, Faserorientierung sowie Herstellungsart und Verdichtung des Bauteils abhängt.

5.3.6 Betonprüfhammer

Der Betonprüfhammer (auch bekannt als Schmidt-Hammer) ist ein Werkzeug zur Bestimmung der Festigkeit von Betonoberflächen oder ähnlichen Baustoffen. Wenn der Hammer auf die Betonoberfläche gedrückt wird, misst er die Rückprallgeschwindigkeit des Hammers, die dann

zur Bestimmung der Betonfestigkeit verwendet wird. Festigkeitswerte werden normalerweise in Einheiten wie N/mm^2 angegeben.

Im Rahmen der ZfP-Untersuchungen wurde auch die Einsatzmöglichkeit des Betonprüfhammers untersucht. Wie die folgenden Ergebnisse zeigen, ist es möglich die Risszone mit dem Betonprüfhammer zu identifizieren. In diesem Projekt wurde das Verfahren an drei Platten angewandt (Referenzplatte (unbeschädigt), Stahlbetonplatte und Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt).

5.3.6.1 Grundlagen des Betonprüfhammers

Als Betonprüfhammer wurde das Modell „Original Schmidt Typ N“ der Firma Proceq verwendet (Abbildung 5-52). Betonprüfhammer werden zur zerstörungsfreien Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton eingesetzt. Dies ist sowohl unter Laborbedingungen als auch auf der Baustelle schnell und unkompliziert möglich. Die Schlagenergie des Prüfhammers beträgt $2,207 \text{ Nm}$ und der Messbereich ist mit 10 bis 70 N/mm^2 angegeben. Der Anwendungsbereich dieses Betonprüfhammers beschränkt sich auf Betonbauteile mit einer Dicke ab 100 mm und Beton mit einem Größtkorndurchmesser $\leq 32 \text{ mm}$. Die bestimmungsgemäße Verwendung des Betonprüfhammers ist in DIN EN 12504-2 und DIN EN 13791/A20 [166] geregelt.

In Bereichen, in denen das zu prüfende Bauwerk oder der Probekörper offensichtlich gerissen oder anderweitig beschädigt ist, ermittelt der Prüfhammer keine korrekten Werte. Dies ist auch der Fall, wenn sich direkt unter der Messstelle eine Luftblase befindet. Dies ist daran zu erkennen, dass der Betonprüfhammer im Vergleich zu den erwarteten Werten deutlich zu kleine Werte anzeigt.

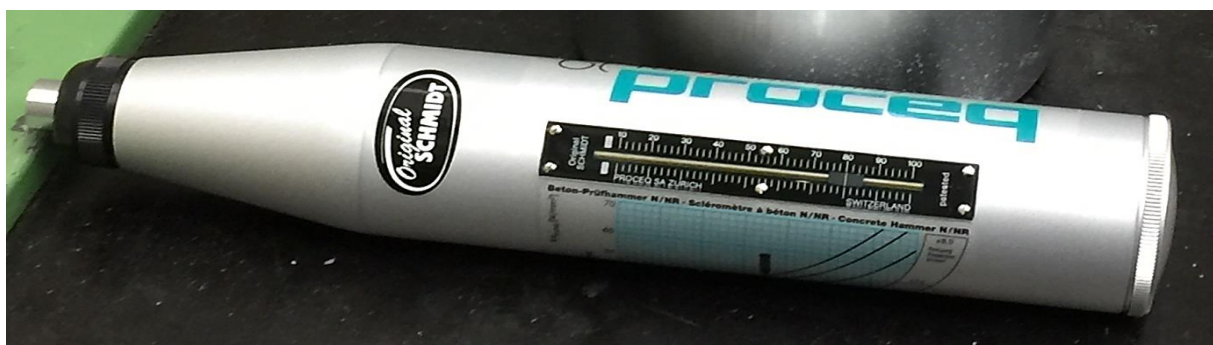


Abbildung 5-52: Betonprüfhammer (Proceq).

5.3.6.2 Anwendung

Um die Betondruckfestigkeiten der verschiedenen Plattenbereiche vergleichen zu können, wurden beide Plattenseiten in ein gleichmäßiges Raster von $10 \times 10 \text{ cm}$ unterteilt. In der Mitte der Rasterfelder wurden jeweils drei Messungen (im Abstand von $2,5 \text{ cm}$) durchgeführt und der Mittelwert der Betondruckfestigkeit für diese Zelle berechnet.

Der Außenbereich der Platten wurde nicht vollständig erfasst, da die Messwerte in einer ähnlichen Größenordnung lagen.

Abschließend mussten die ermittelten Werte mit Hilfe der Umwertungskurven umgerechnet werden (Abbildung 5-53). Der Formfaktor wurde mit 1,0 angenommen, da die Umwertungskurven auf der Betondruckfestigkeit von Probekörpern mit einer Kantenlänge von 15 cm basieren.

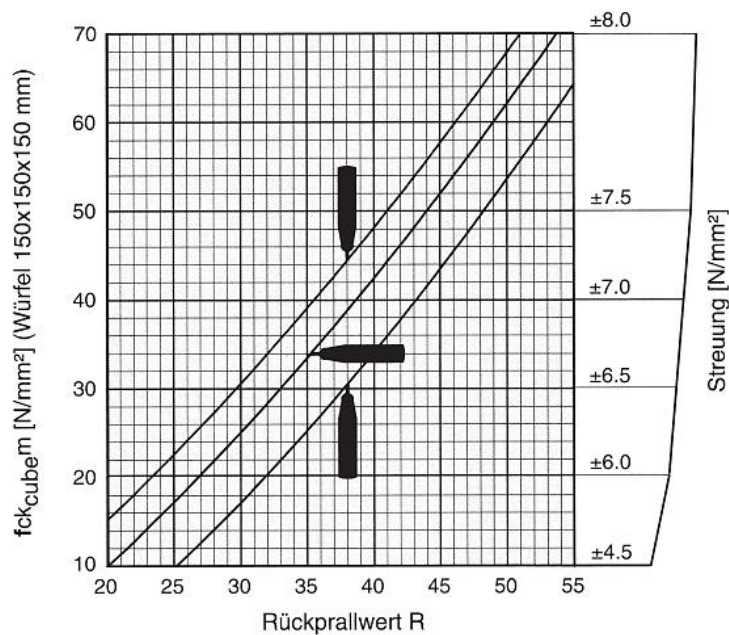


Abbildung 5-53: Umwertungskurven für Betonprüfhammer Modell N [166].

5.3.6.3 Ergebnisse der Versuche mit dem Betonprüfhammer

Stahlbetonplatte unbeschädigt (Referenzplatte S-20-0-1)

Nachfolgend sind die ermittelten Betondruckfestigkeiten der Referenzplatte (Abbildung 5-54) dargestellt. Da dieser Probekörper nicht angesprengt wurde, wurden die Betondruckfestigkeiten nur von einer Plattenseite und nur feldweise (Teilbereiche) ermittelt.

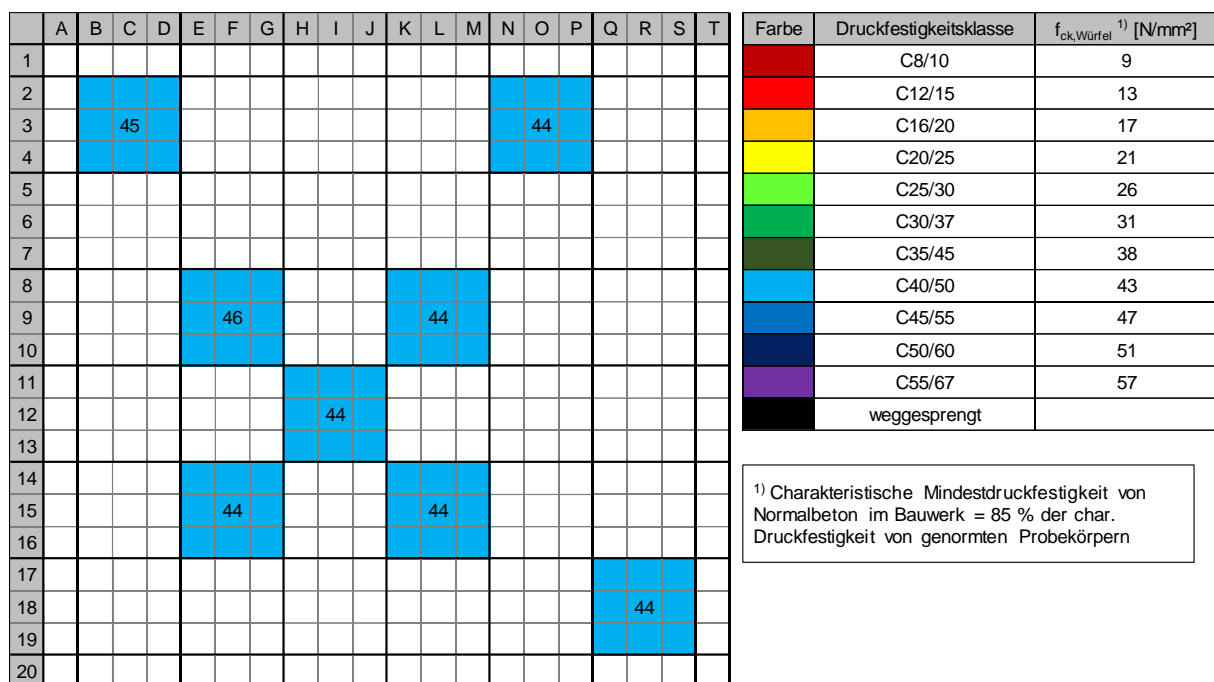


Abbildung 5-54: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten für die Referenzplatte S-20-0-1.

Die untersuchten Bereiche der Platte sind blau dargestellt. Die Platte befand sich während der Messung in horizontaler Lage. Die Betondruckfestigkeit für C40/50 ist erwartungsgemäß gleichmäßig über die Platte verteilt und ablesbar.

Stahlbetonplatte S-20-0-2, belastet mit 1000 g SEMTEX10

Nachfolgend sind die ermittelten Betondruckfestigkeiten der Schutzseite der Stahlbetonplatte S-20-0-2 dargestellt (siehe Abbildung 5-55). Die Platte befand sich während des Versuchs in horizontaler Lage. Um den Krater herum treten verminderte Festigkeitsklassen von C8/10 bis C30/37 auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Betonquerschnitt in diesem Bereich von Rissen durchzogen (Risszone, Kapitel 5.2) und das Betongefüge zerstört ist. Außerhalb des Schadensbereiches weist die Plattenseite mit Ausnahme der Felder B11 bis D13, O8 bis S10 und I4 bis K4 (C35/45) die Druckfestigkeitsklasse C40/50 auf. Auffällig ist, dass die Messergebnisse des Betonprüfhammers auf der Lastseite keine Schädigungszone zeigen, während auf der Schutzseite eine deutliche Schädigung erkennbar ist.

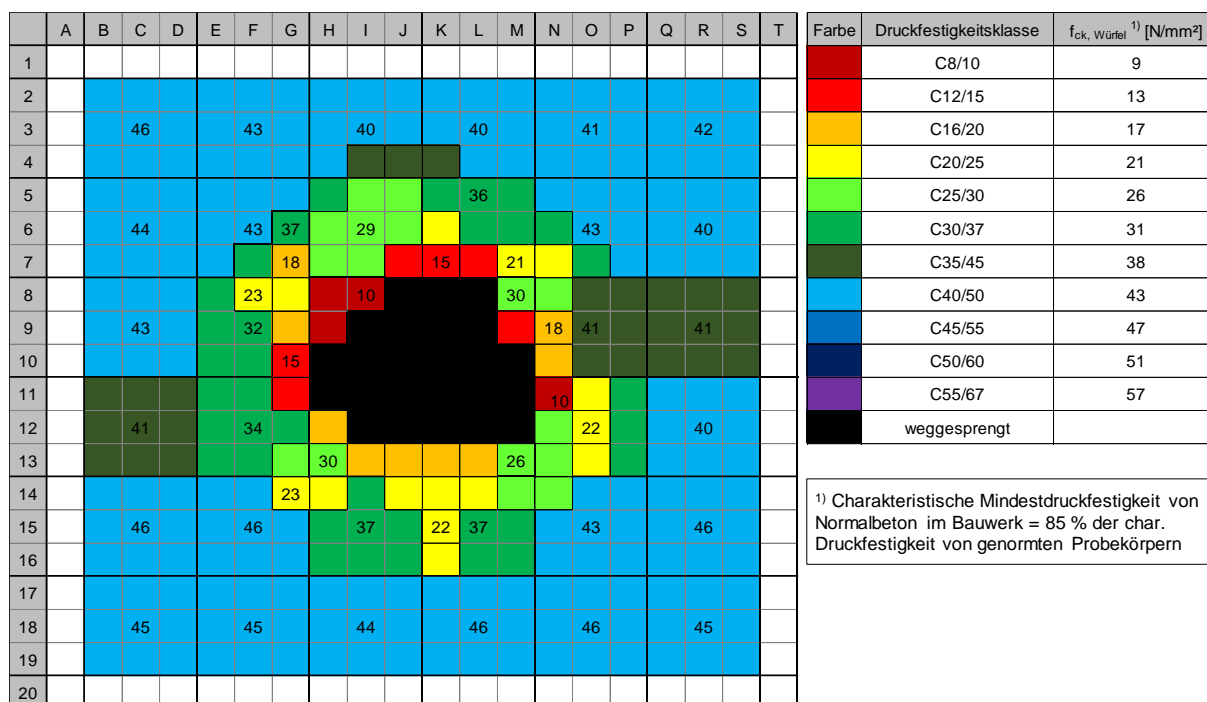


Abbildung 5-55: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten Kraterbereich der Stahlbetonplatte S-20-0-2.

Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-1, belastet mit 2000 g SEMTEX10

Nachfolgend sind die gemessenen Betondruckfestigkeiten der Schutzseite der Stahlfaserbetonplatte dargestellt (Abbildung 5-56). Die Lage der Platte während des Versuchs war waagrecht. In den Randbereichen dieser Plattenseite hat der Beton die Festigkeitsklasse C35/45 und ist damit zwei bis drei Klassen niedriger als auf der Lastseite (ca. C45/55). Die Ergebnisse der Lastseite sind nicht dargestellt, da überall die gleichen Werte der Betondruckfestigkeit festgestellt wurden. Im Außenbereich des Kraters ist die Betongüte reduziert und beträgt nur noch C30/37 bzw. sogar nur noch C25/30. Die Schädigung der Betonplatte ist rechts des Kraters stärker ausgeprägt. Dies spiegelt sich auch in den niedrigeren Festigkeitsklassen bis zum Plattenrand wider. In den Feldern H8, I8 und H9 liegt bei einer Druckfestigkeit von 10 N/mm² eine Betongüte von C8/10 vor. In den Feldern H13, L13 bis M13 und M12 konnte eine Druckfestigkeit von ca. 21 N/mm² bei einer Betongüte von C20/25 festgestellt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich genau unter diesem Bereich ein größerer Hohlraum befindet. Bei der Verwendung des Betonprüfhammers war an diesen Stellen ein deutlicher Unterschied zu einer unbeschädigten Stelle zu hören.

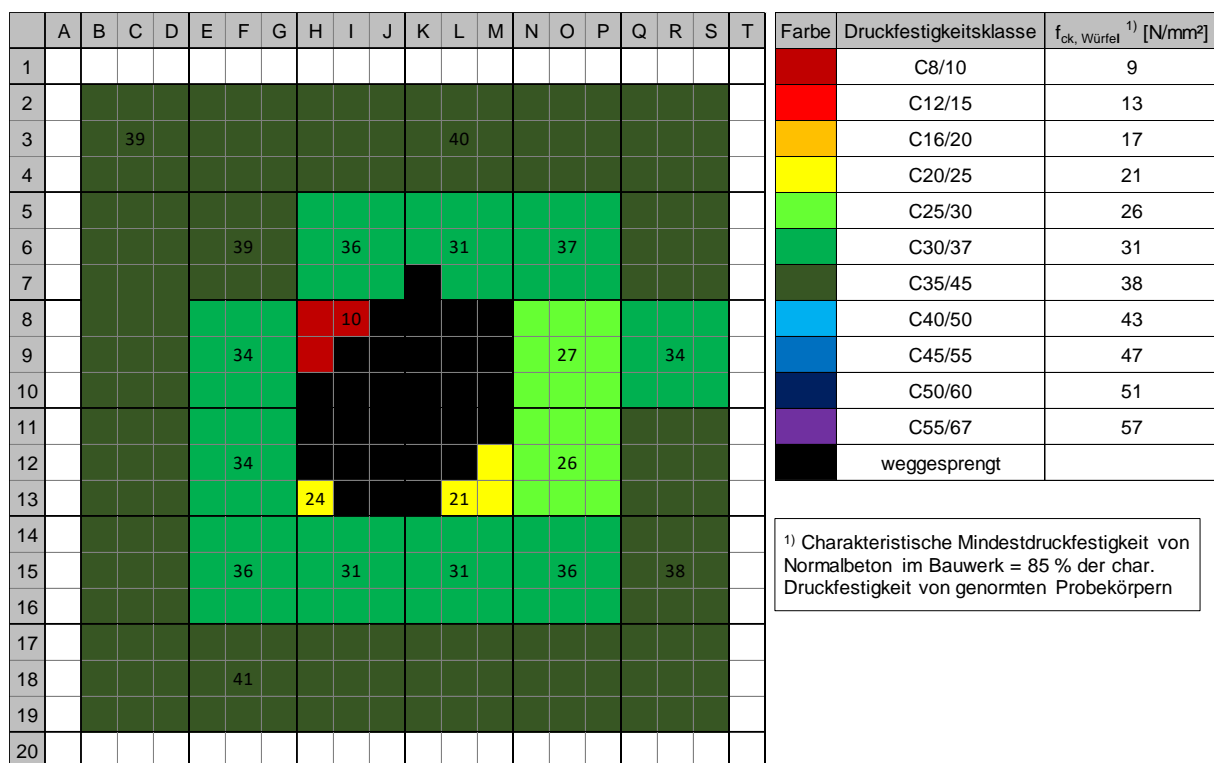


Abbildung 5-56: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten Kraterbereich der Stahlbetonplatte SF-30-2-1.

5.3.6.4 Fazit Betonprüfhammer

Der Betonprüfhammer ist ein wichtiges Werkzeug für Bauingenieure, um die Qualität von Betonbauwerken zu überprüfen. Die Erfassung von Risszonen an gesprengten Platten mit diesem Verfahren sollte zunächst an einer größeren Anzahl geschädigter Stahlbetonbauteile durchgeführt werden, um das Ergebnis durch eine statisch relevante Anzahl von Versuchen abzusichern. Außerdem ist das Messkonzept zu untersuchen und festzulegen (Randeffekte, Messungen im Bereich von Oberflächenrissen, Mindestuntersuchungsflächen usw.). Es ist zu beachten, dass das Gerät während der Untersuchung häufig überprüft und kalibriert werden muss, da durch die Vielzahl der Messpunkte leicht falsche Werte angezeigt werden können.

5.3.7 Zusammenfassung der zerstörungsfreien Prüfmethode

Die Anwendbarkeit der in diesem Kapitel verwendeten ZfP-Messmethoden zur Identifizierung und Quantifizierung von Schädigungen (Kapitel 5.2) an Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach hochdynamischer Beanspruchung wurde durch die oben durchgeführten Untersuchungen bestätigt. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass Fehlstellen in Stahlfaserbetonbauteilen, wie Gefügeschäden im Beton (innere Risse, Abplatzungen), Inhomogenitäten (Kiesnester, Faseranhäufungen etc.) und Hohlräume mit den oben genannten ZfP-Methoden detektiert werden können (siehe Tabelle 5-3). Impact-Echo und Ultraschall sind zwei wichtige zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Erkennung und Darstellung von Schäden in Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach

Kontaktdetonation. In Kombination bieten Impact-Echo und Ultraschall eine umfassende Möglichkeit zur Erkennung und Darstellung von Schäden in Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen. Während das Impact-Echo gut für die Lokalisierung größerer Fehler geeignet ist, bietet Ultraschall eine höhere Auflösung für die Detektion feiner Schäden. Die Wahl des geeigneten Verfahrens hängt häufig von der Art des zu untersuchenden Bauteils, den spezifischen Anforderungen der Prüfung und den verfügbaren Ressourcen ab. Nachfolgend sind einige Vorteile der beiden Verfahren aufgeführt:

Vorteile von Impact-Echo:

- Hohe Genauigkeit: Impact-Echo ermöglicht die genaue Bestimmung der Dicke von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen sowie die Lokalisierung von Hohlräumen, Rissen, Betonstrukturschäden oder anderen Defekten.
- Große Prüftiefe: Das Verfahren kann auch bei dicken Bauteilen eingesetzt werden, da es eine Tiefenprüfung ohne direkten Zugang zur Bauteilrückseite ermöglicht.
- Einfache Handhabung: Impact-Echo-Prüfungen erfordern keine spezielle Oberflächenvorbereitung und können relativ schnell durchgeführt werden, was Zeit und Kosten spart.

Vorteile der Ultraschallprüfung:

- Hohe Auflösung: Ultraschall liefert ein detailliertes Bild der inneren Struktur von Stahlbetonbauteilen und kann Fehler wie Mikrorisse oder Delaminationen erkennen.
- Vielseitigkeit: Ultraschallprüfungen können mit verschiedenen Ultraschallsonden durchgeführt werden, was eine Anpassung an unterschiedliche Bauteildicken- und Geometrien ermöglicht.
- Echtzeit-Feedback: Moderne Ultraschallgeräte liefern häufig Echtzeitdaten, die eine sofortige Auswertung und Interpretation der Ergebnisse ermöglichen. Dies ermöglicht eine schnelle Entscheidungsfindung bei der Überwachung oder Inspektion von Bauwerken.













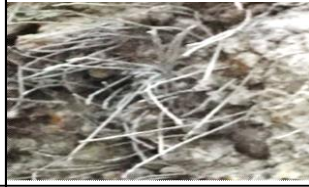


In Tabelle 5-3 ist zusammenfassend dargestellt, welche Schadensbilder mit welchen ZfP-Verfahren detektiert werden können. Korrespondierend ist in Tabelle 5-4 ein Katalog von Schadensbildern nach Kontaktdetonation zusammengestellt.

Tabelle 5-3: Übersicht über angewandte ZfP-Methoden und detektierbare Schäden.

Nr.:	Schädigungsart	3D-Scan	Photogrammetrie	Sandersatzverfahren	Impact-Echo	Ultraschall	Georadar	Ferroskan	Betonprüfhammer	Computertomographie
1	Kraterparameter (3D-Geometrie, Volumen, Tiefe, Schadensfläche, Gewicht etc.)	✓	✓	✓						
2	Innenrisse (Rissbreiten von 0,1 bis 2 mm und mehr)				✓	✓			✓*	
3	Schädigung der Betonstruktur (Kiesnester, Störungen und Auflockerungen Kies-Sand Zement-Gemisch)				✓	✓				
4	Analyse des strukturellen Aufbaus des Bauteils (Bereiche und Tiefe von Abplatzungen, Bestimmung der Dicke der Aufbauschicht und der Lage der verlegten Bewehrung, Hohlräume usw.).				✓	✓	✓			
5	Untersuchung der Bewehrung (Betondeckung, Lage, Abstand der Bewehrungsstäbe, plastisch verformte Bewehrungsabschnitte, Bewehrungsdurchmesser)						✓	✓		
6	Prüfung und Bestimmung der Betonqualität (Betondruckfestigkeit für Normalbeton)								✓	
7	Faserorientierung und -verteilung im Beton									✓

* Die Eignung der Anwendung soll durch weitere Versuche überprüft werden.

Tabelle 5-4: Schadenskatalog für Stahlbetonbauteile nach hochdynamischer Beanspruchung.

Nr.:	Art des Schadens	Schadenskatalog für Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten	
		Stahlbeton	Stahlfaserbeton
		Schädigungen infolge Kontaktdetonation	
1	Ausbruchkrater (Beanspruchungsseite)		
2	Abplatzungskrater (Einwirkungsabgewandte Seite)		
3	Oberflächenrisse (Rissbreiten von 0,1 bis 1 mm)		
4	Innenrisse in Risszone (Rissbreiten von 0,3 bis 2 mm)		
5	Betongefügeschäden (Betonmatrix,- oder Betonstrukturschäden)		
6	Verbundschädigung zw. Beton und Bewehrung		
Herstellungsbedingte Mängel			
1	Inhomogene Fehlstellen (Kiesnester, Faseranhäufungen)		
2	Hohlräume in Beton		

Zwei wichtige Aspekte sind zu beachten:

1. Die Fehlstellen im Beton müssen in bestimmten, für das ZfP-Gerät mindestens erkennbaren Volumenparametern vorliegen.
2. Bei unterschiedlichen Fehlerkombinationen im Betongefüge können aus den ZfP-Ergebnissen zwar ganze Fehlstellenbereiche erkannt werden, ohne jedoch Rückschlüsse auf die Art der Fehlstellen (Reihenfolge, Orientierung im Prüfkörper) ziehen zu können.

5.4 Zerstörende Untersuchung der angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten

5.4.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt widmet sich der Beschreibung der durchgeführten zerstörenden Prüfverfahren zur Ermittlung der inneren Fehlstellen und der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach Kontaktdetonation. Dazu werden zunächst die durchgeführten zerstörenden Prüfungen und deren Ergebnisse beschrieben und dargestellt. Anschließend wird der Versuchsaufbau des 3-Punkt-Biegeversuchs dargestellt, die Versuchsdurchführung erläutert und die einzelnen Messsysteme zur Lasteinleitung und Verformungsanalyse vorgestellt.

5.4.2 Zerstörende Prüfung (ZP) der angesprengten Stahlbetonplatten

Mit Hilfe der ZP ist es möglich die Ergebnisse der ZfP zu verifizieren und zusätzliche, zuverlässige Materialkennwerte zu gewinnen, die als Grundlage für ein belastungsabhängiges Materialmodell sowie zur Verifizierung der numerischen Untersuchungen dienen. Zunächst wurden die Stahlbetonplatten entsprechend der Prinzipskizze in Abbildung 5-57 zersägt. Ein Teil der geschnittenen Platten ist in Abbildung 5-58 dargestellt.

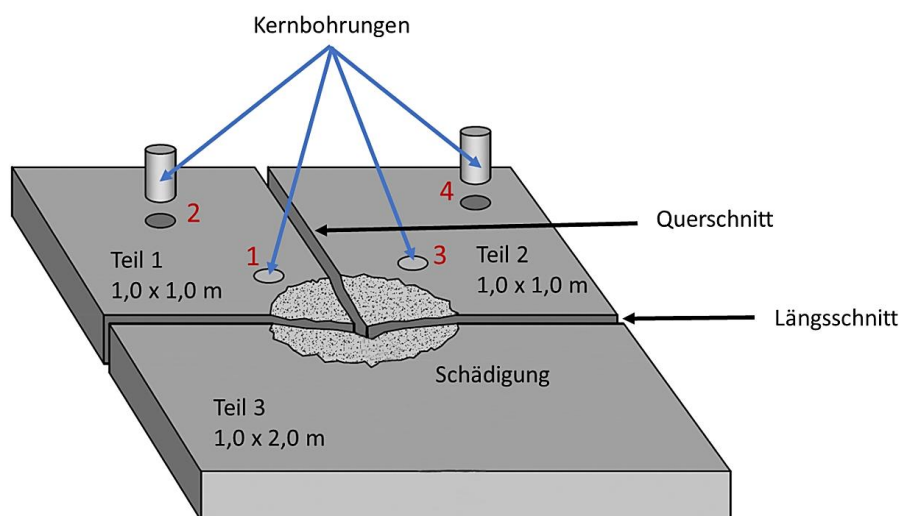


Abbildung 5-57: Übersicht Bezeichnung Schnitt- und Entnahmestellen Bohrkern.

Die geschnittenen Plattenquerschnitte wurden von der jeweiligen Schnittseite aus digitalisiert und maßstäblich dargestellt. Zur Beurteilung von Fehlstellen, Rissen, Risslänge, Risstiefe etc. wurde eine Messskala eingefügt (Abbildung 5-59). Die Ergebnisse der restlichen, geschnittenen Plattenquerschnitte sind im Anhang A.5 dargestellt.

Dazu werden geeignete Proben aus den vorgeschädigten Platten entnommen. Aus jeder Teilplatte (1 und 2) wurden zwei Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm in unterschiedlichen Abständen vom Krater ausgezogen (Abbildung 5-57 und Abbildung 5-58). Diese Vorgehensweise ermöglicht es das innere Schädigungsmuster u. a. auf mögliche Symmetrien zu untersuchen. Mit den Bohrkerne 1 und 4 wurden die Betondruckfestigkeiten (kraternaher Bereich und leicht geschädigter Bereich der Platte) ermittelt und mit den Bohrkerne 2 und 3 wurden die E-Module (kraternaher Bereich und leicht geschädigter Bereich der Platte) ermittelt, siehe Tabelle 6-3. Die Bohrkernpositionen wurden aufgrund des vorhandenen Rissbildes so gewählt, dass sie unmittelbar hinter der Risszone lagen. Da bei einigen Bohrkerne die Risse weiter reichten als im Rissbild der geschnittenen Plattenviertel erkennbar war, konnte kein intakter Bohrkern zur Ermittlung der statischen Materialkennwerte entnommen werden (siehe Abbildung 5-103). Die Zeichnungen der Bohrkernpositionen und die Prüfprotokolle der geprüften Bohrkerne sind in Anhang A.5.2 enthalten. Darüber hinaus kann anhand der resultierenden Schnittebenen das Ergebnis der zuvor durchgeführten ZfP-Untersuchung verglichen und validiert werden. Anschließend werden anhand der zuvor entnommenen Bohrkerne die Schädigungsbereiche der Betonstruktur untersucht und somit die Einwirkungsbereiche der Druckwelle infolge der Kontaktdetonation nachgewiesen. Diese Bohrkerne dienten nicht nur zur Bestimmung der Materialkennwerte des Betons (Stahlfaserbeton), sondern auch zur stichprobenartigen Überprüfung der ZfP-Messergebnisse.



Abbildung 5-58: Zerstörende Prüfung der Platten (Zersägen/ Trennen).

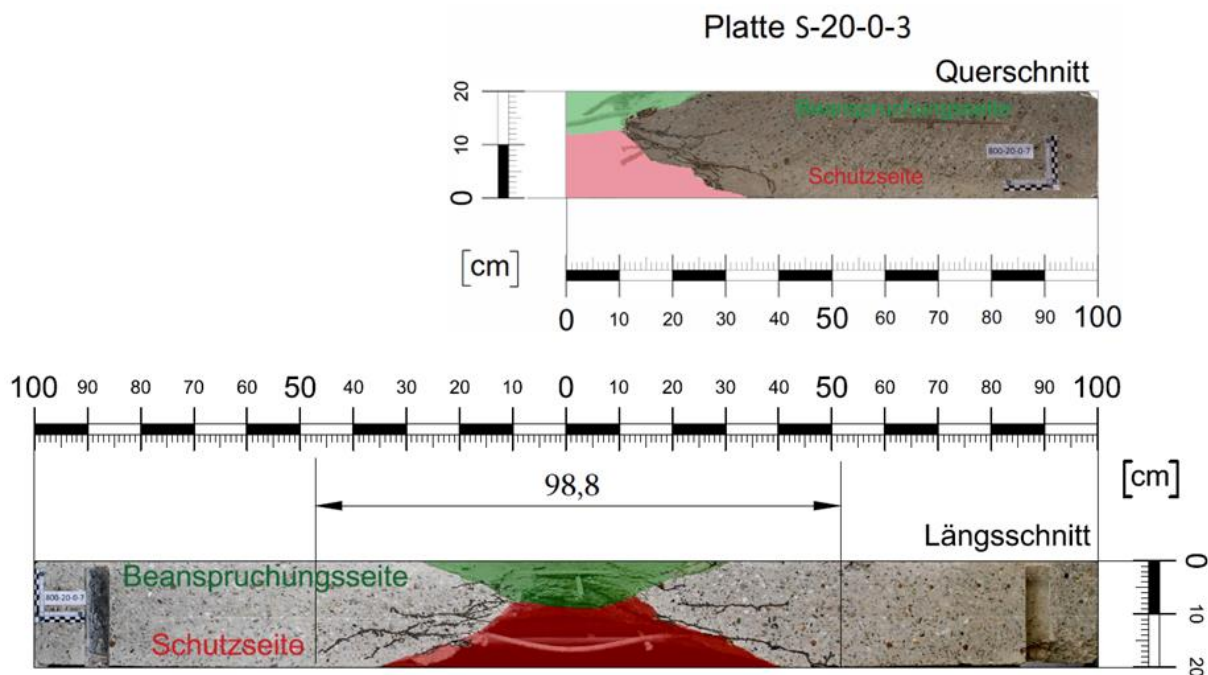


Abbildung 5-59: Getrennte Plattenquerschnitte (Platte S-20-0-3).

Für die Entnahmestellen der Kernbohrungen wurden ebenfalls die Ergebnisse der ZfP berücksichtigt. Dadurch können bei der ZfP festgestellte Fehlstellen (Risse, Hohlräume) oder größere Schadensbereiche gezielt im Rahmen einer ZP untersucht werden. Da die Ergebnisse der IE-Messungen der vorgeschädigten Platten vorlagen, wurden diese stichprobenartig mit den Ergebnissen der zerstörenden Prüfung verglichen und validiert. Ein Beispiel für die

Verifizierung der Ergebnisse der ZfP und der zerstörenden Prüfung wurde anhand der Platte S-30-0-7 gezeigt (Abbildung 5-60).

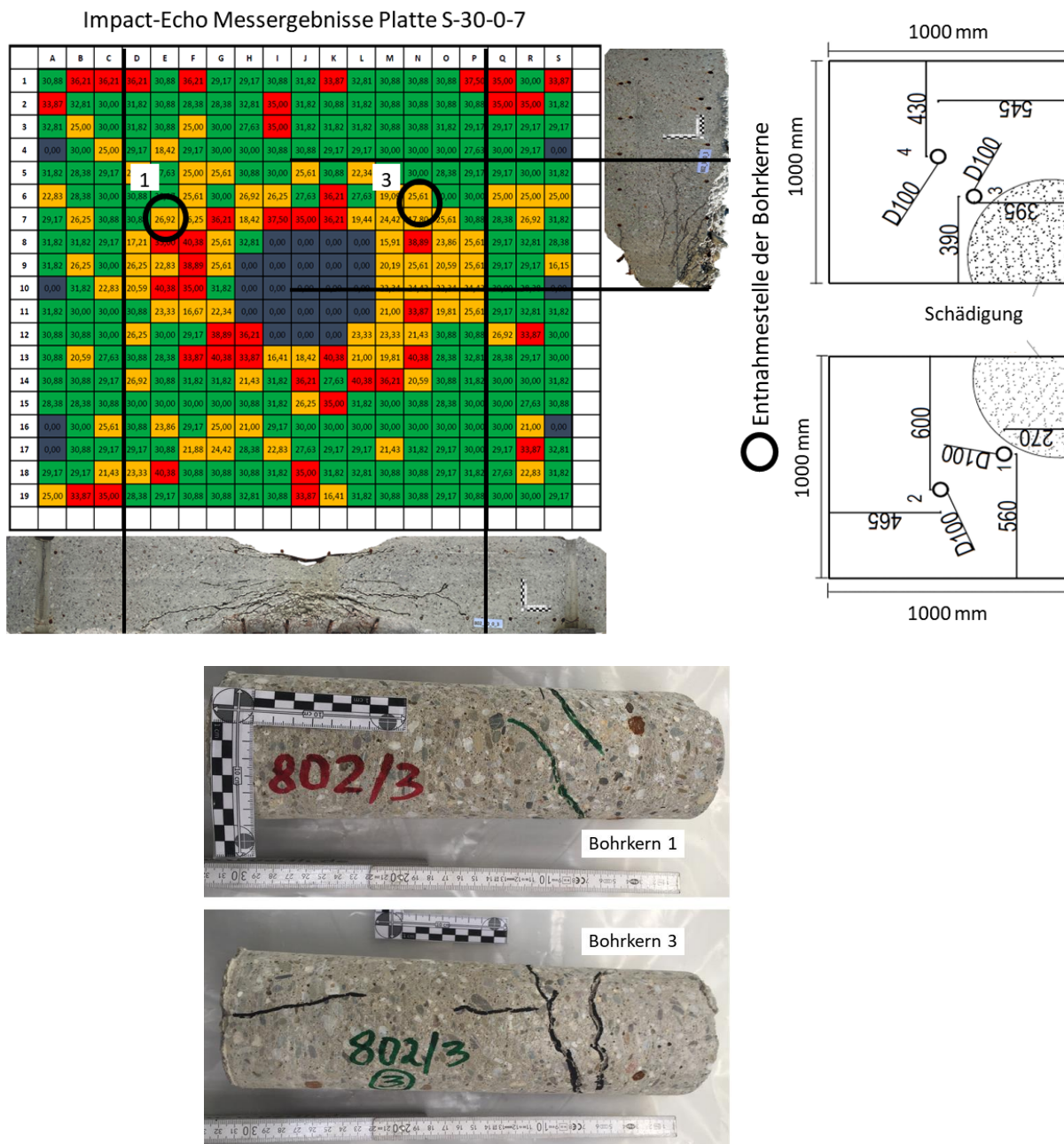


Abbildung 5-60: Verifizierung der IE-Ergebnisse durch ZP.

Wie aus den Querschnittsfotos der Platten ersichtlich ist, stimmen die Ergebnisse der IE mit den Ergebnissen der tatsächlichen Risszonen überein. Die Risse auf den Bohrkernen, die sich in einer Tiefe von ca. 25 cm befinden, stimmen mit den Ergebnissen der IE-Tiefenmessungen überein.

Tabelle 5-5 gibt einen Überblick über die mittels ZP untersuchten Platten (Platten, die gesägt wurden und Platten, die mittels 3-Punkt-Biegeversuch geprüft wurden).

Tabelle 5-5: Übersicht der geprüften Platten – ZP.

Nr.:	Plattenummer	Sprengstoff	Fasergehalt	Schädigungs- kategorie	Drei-Punkt- Biegeversuch	Zerstörende Prüfung
		[g Semtex10]	Vol. %			Zersägen/Trennen
1	S-20-0-1	Referenzplatte (unbeschädigt)			<input checked="" type="checkbox"/>	
2	S-20-0-2	1000	0.0	Perforation (I)	<input checked="" type="checkbox"/>	
3	S-20-0-3	1000	0.0	Perforation (I)		<input checked="" type="checkbox"/>
4	S-25-0-4	1000	0.0	Abpl.-Abpl. (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
5	S-25-0-5	2000	0.0	Perforation (I)	<input checked="" type="checkbox"/>	
6	S-25-0-6	2000	0.0	Perforation (I)		<input checked="" type="checkbox"/>
7	S-30-0-7	1000	0.0	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
8	S-30-0-8	1000	0.0	Abpl.-Abpl. (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
9	SF-30-0,5-1	1500	0.5	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
10	SF-30-0,5-2	1500	0.5	Abpl.-Abpl. (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
11	SF-30-0,5-3	2000	0.5	Abpl.-Abpl. (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
12	SF-30-0,5-4	2000	0.5	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
13	SF-30-1-1	1500	1.0	Abpl.-Risse (III)		<input checked="" type="checkbox"/>
14	SF-30-1-2	1500	1.0	Abpl.-Abp. (III)	<input checked="" type="checkbox"/>	
15	SF-30-1-3	2000	1.0	Abpl.-Abpl. (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
16	SF-30-1-4	2000	1.0	Abpl.-Risse (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
17	SF-30-2-1	1500	2.0	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
18	SF-30-2-2	1500	2.0	Abpl.-Risse (II)	<input checked="" type="checkbox"/>	
19	SF-30-2-3	2000	2.0	Abpl.-Abpl. (III)	<input checked="" type="checkbox"/>	
20	SF-30-2-4	2000	2.0	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
21	S+SF-25-5-0-2-1	1500	0.0-2.0	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
22	S+SF-25-5-0-2-2	1500	0.0-2.0	Abpl.-Risse (III)	<input checked="" type="checkbox"/>	
23	S+D-25-5-0-x-1	2000	0.0-x	Abpl.-Abpl. (II)		<input checked="" type="checkbox"/>
24	S+D-25-5-0-x-2	2000	0.0-x	Abpl.-Risse (III)	<input checked="" type="checkbox"/>	

* Abpl. - Abplatzung

5.4.3 Computertomographie

5.4.3.1 Allgemeines zur Computertomographie

Die Computertomographie hat in den letzten Jahren im Bauwesen zunehmend an Bedeutung gewonnen. Da die Baustoffe komplexer und leistungsfähiger geworden sind, ist ein besseres Verständnis des Materialverhaltens und der Struktur erforderlich [167]. Eines der wichtigsten Anwendungsgebiete der μ -CT ist die Charakterisierung von Poren und Fasern als Prüf- und Qualitätssicherungsverfahren. Mit dieser Methode können beispielsweise das Porenvolumen, der Fasergehalt oder die Porosität berechnet werden. Die vielfältigen Darstellungsmöglichkeiten eignen sich, um die innere Struktur oder die Verteilung von Korngrößen, Poren, Fasern, Einschlüssen und Fehlstellen sichtbar zu machen. Die Orientierung und gleichmäßige Verteilung der Fasern in der Betonmatrix hat einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Stahlfaserbeton. Mit Hilfe der Computertomographie wurde die Orientierung und Verteilung der Stahlfasern (Dramix 4D 65/35 BG) in Platten aus Stahlfaserbeton mit unterschiedlichen Fasergehalten (0.5, 1.0, 2.0 Vol.-%) untersucht [168].

5.4.3.2 Mikro- Computertomograf Bruker

Das am Institut für Werkstoffe des Bauwesens der Universität der Bundeswehr München eingesetzte Gerät ist ein Mikro-Computertomograph „Skyscan 1173“ siehe Abbildung 5-61, mit einer Röhrenspannung von bis zu 130 kV. Die Abmessungen des Gerätes betragen 1,0 x 0,70 x 0,65 m. Die Probengröße kann bis zu ca. 140 mm im Durchmesser und 200 mm in der Höhe betragen. Für einen sehr detailreichen Scan kann je nach Probengröße eine Auflösung von ca. 4 μm erreicht werden.

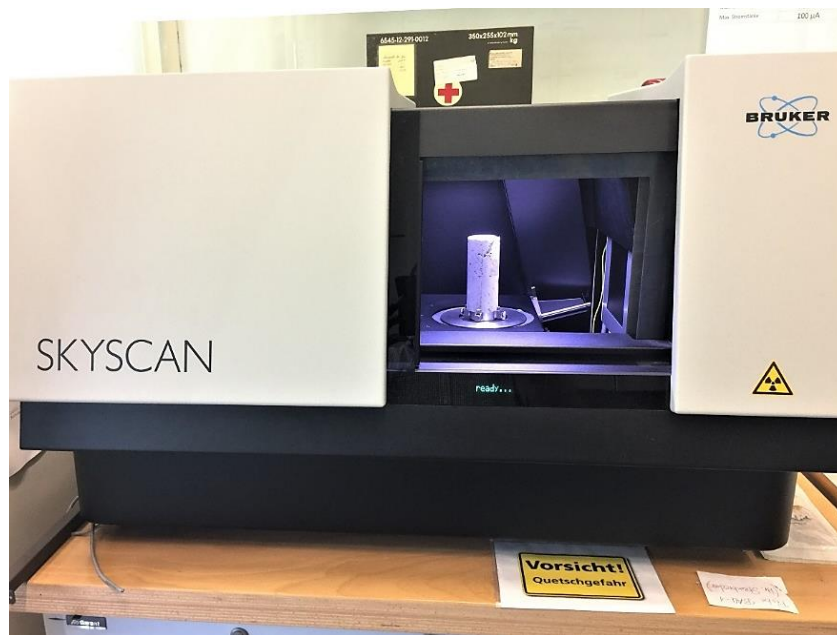
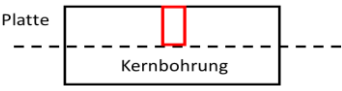
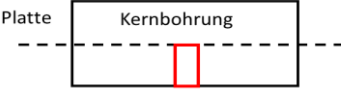









Abbildung 5-61: Mikro-Computertomograf Skyscan 1173, Firma Bruker.

5.4.3.3 Probekörper

Von jedem Plattentyp mit Stahlfasern wurden Bohrkerne entnommen, um die Verteilung der Stahlfasern beurteilen zu können. Dazu wurde bei den Betonplatten mit 0,5, 1,0 und 2,0 Vol.-% Fasergehalt jeweils ein Bohrkern von der Oberflächenseite und ein Bohrkern von der Schalungsseite entnommen (Tabelle 5-6). Aus der Stahlfaserbetonschicht der zweischaligen Platte wurde ebenfalls ein Bohrkern entnommen. Diese Bohrkerne wurden anschließend mit einem Mikro-CT durchleuchtet, um die Stahlfasern im Beton sichtbar zu machen.

Tabelle 5-6: Übersicht Bezeichnung der Bohrkerne.

Nr.:	Kernbohrung	Entnahmeposition der Kernbohrungen	
		Oben	Unten (Schalungsseite)
			
1	Stahlfaserbeton d = 30 cm (0,5 Vol. % Fasergehalt)		
		Abmessungen	Abmessungen
		D = 50 mm; H = 120 mm	D = 50 mm; H = 120 mm
2	Stahlfaserbeton d = 30 cm (1,0 Vol. % Fasergehalt)		
		Abmessungen	Abmessungen
		D = 45 mm; H = 120 mm	D = 45 mm; H = 120 mm
3	Stahlfaserbeton d = 30 cm (2,0 Vol. % Fasergehalt)		
		Abmessungen	Abmessungen
		D = 50 mm; H = 120 mm	D = 50 mm; H = 120 mm
4	Zweischalige Platten d = 30 cm (Stahlbeton 25 cm + Stahlfaserbetonschicht 5 cm mit 2,0 Vol. % Fasergehalt)		
		Abmessungen	Abmessungen
		D = 50 mm; H = 50 mm	

5.4.3.4 Rekonstruktion und Auswertung

Bevor die aufgenommenen Bilder ausgewertet werden können, müssen sie mit Hilfe der Software „NRecon“ rekonstruiert werden. Dazu werden die aufgenommenen Bilder (Daten) geladen und der zu rekonstruierender Bereich durch Setzen einer oberen und unteren Grenze auf der Probe festgelegt. Das *fine tuning* ermöglicht eine Bildoptimierung durch *post alignment* (Korrektur von Fehlausrichtungen bzw. Verschiebungen), *beam-hardening correction* (Reduktion von Abschattungen durch Bereiche mit hoher Dichte) und *ring-artifacts reduction* (Reduktion von Ringartefakten im Bild). Sobald diese Prozesse abgeschlossen sind, kann mit der Rekonstruktion begonnen werden. Aus dem neu gespeicherten Bildsatz kann im Programm „CTVox“ ein 3D-Modell dargestellt und bearbeitet werden. Durch die Erstellung eines 3D-Modells sind auch vielfältige Visualisierungen möglich, die zur visuellen Beurteilung der Probe herangezogen werden können [168], [169].

Bohrkerne aus Stahlfaserbetonplatte mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt:

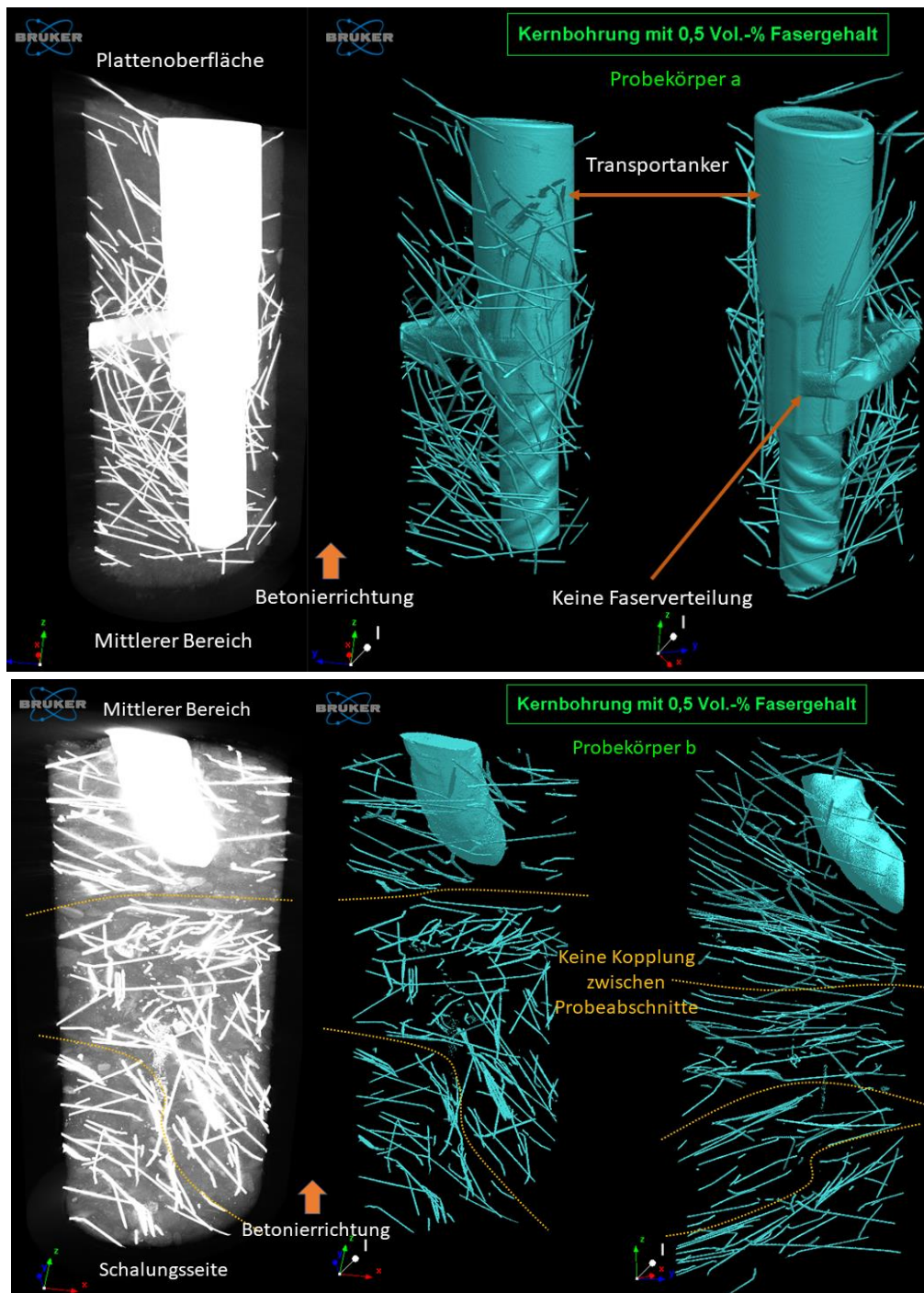


Abbildung 5-62: Bohrkerne a und b mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt.

In Abbildung 5-62 sind die CT-Aufnahmen des Bohrkerns von der Oberflächenseite (a) und die Aufnahme des Bohrkerns von der Schalungsseite (b) dargestellt. Im Bohrkern (a) sind neben den Stahlfasern noch ein vertikal liegender Transportanker und ein horizontal liegender Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 10 mm zu erkennen. Im Bohrkern (b) ist ebenfalls ein Teil eines Bewehrungsstabes vorhanden. In beiden Bohrkernen sind die Stahlfasern ungleichmäßig verteilt. Bei Probe (a) nimmt die Faserkonzentration in der

Richtung von oben nach unten zu. Die Faserverteilung um den Transportanker herum ist inhomogen. Auf einer Seite des Transportankers sind keine Fasern im Beton verteilt. Bohrkern (b) weist sowohl im oberen als auch im unteren Bereich eine Anhäufung von Stahlfasern auf. Die Fasern im Probekörper sind überwiegend horizontal orientiert. Die Ursache für die überwiegend horizontale Orientierung liegt im Herstellungsprozess der Platten, insbesondere in der Betonierichtung und der Verdichtung. Nach genauer Untersuchung der Faserverteilung im Probekörper (b) wurden Probekörperabschnitte festgestellt, die nicht mit Stahlfasern gekoppelt sind. Befinden sich diese Bereiche in der maßgebenden Einwirkungszone, können sie im Falle einer Kontaktdetonation potenzielle Schwachstellen darstellen. An solchen Stellen mit geringem oder keinem Fasergehalt können bei der Belastung aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten erste Risse und Betongefügeschäden auftreten.

Bohrkerne aus Stahlfaserbetonplatte mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt:

Die folgende Abbildung 5-63 zeigt die Bohrkerne der Oberflächenseite (b) und der Schalungsseite (a) einer Stahlfaserbetonplatte mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-%. In beiden Bohrkernen liegt horizontal ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 10 mm. Die Verteilung der Fasern ist gleichmäßiger als bei den Bohrkernen mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt. Es gibt kaum waagerechte oder senkrechte Stahlfasern, stattdessen sind die meisten Fasern schräg angeordnet. Es ist deutlich zu erkennen, dass in diesen Bohrkernen eine örtlich konzentrierte Faserbündelung (Faseranhäufungen) vorliegt. Dies kann auf die schlechtere Verarbeitung bei der Probenherstellung und die damit verbundene inhomogene Faserverteilung zurückgeführt werden. Die Faserverteilung in vertikaler Richtung weist kaum Fasern auf und ist daher als schlecht zu bewerten. Auch dieser Probekörper weist Abschnitte auf, die nicht durch Fasern miteinander verbunden sind. Anhand der Ergebnisse des Probekörpers (b) ist zu erkennen, dass links und rechts neben der Stabsbewehrung Bereiche mit geringerer und inhomogener Faserverteilung vorhanden sind (siehe Abbildung 5-63).

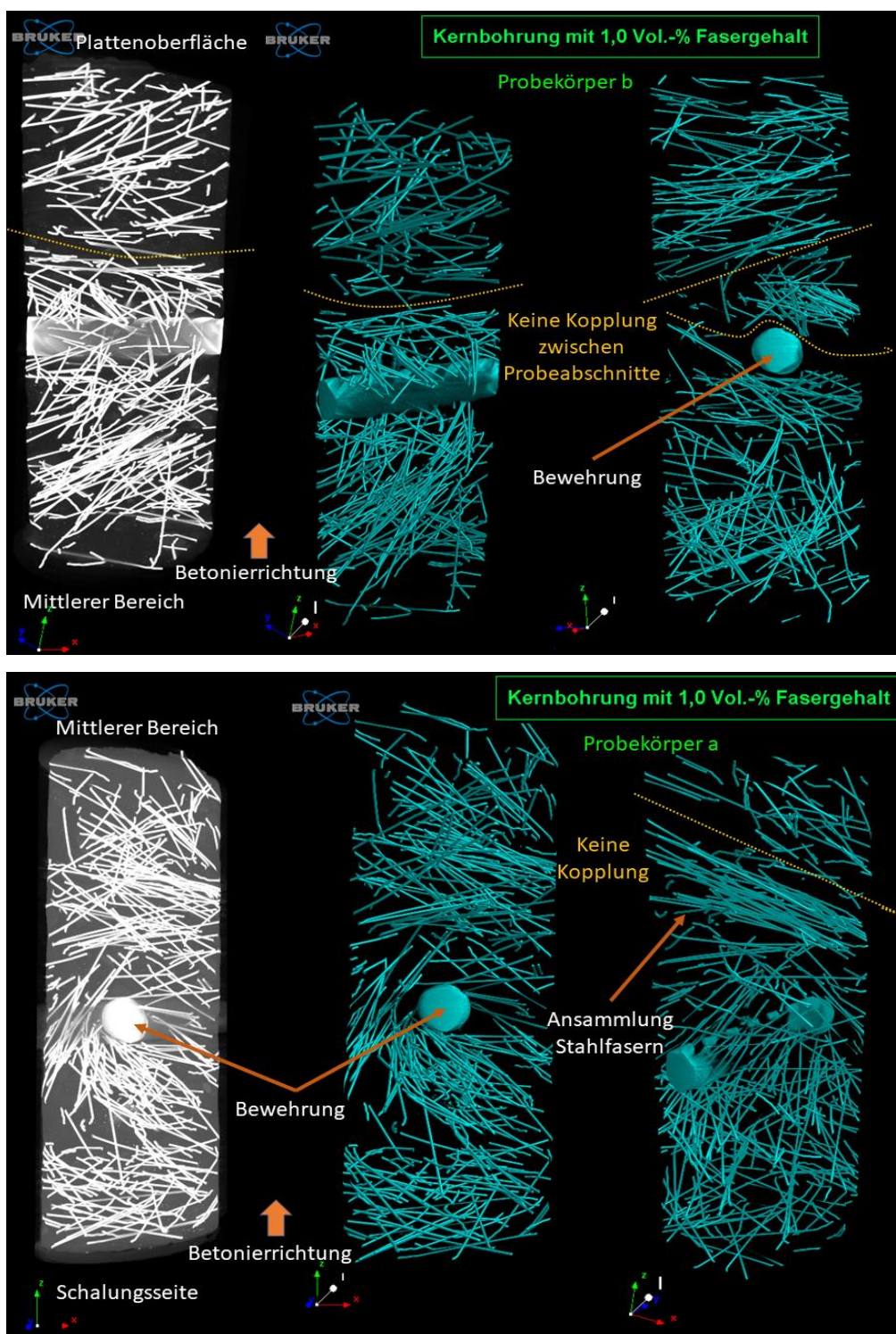


Abbildung 5-63: Bohrkern a und b mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt.

Bohrkerne aus Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt:

In Abbildung 5-64 ist oben die Mikro-CT-Aufnahme des Bohrkerns von der Oberflächenseite (b) und unten die Aufnahme des Bohrkerns von der Schalungsseite (a) abgebildet. In beiden Bohrkernen befindet sich ein horizontaler Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 10 mm. Deutlich zu erkennen ist die erhöhte Menge an Stahlfasern im Vergleich zu den

Bohrkernen mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt. Die oben beschriebenen Anhäufungen, Inhomogenitäten und Fehlstellen sind bei diesen Bohrkernen analog zu den Bohrkernen mit geringerem Fasergehalt zu erkennen: Während die Fasern vor allem am oberen Rand der Bohrkerne eher horizontal verlaufen, sind die Stahlfasern nach unten (zur Mitte der Betonplatte hin) stark geneigt.

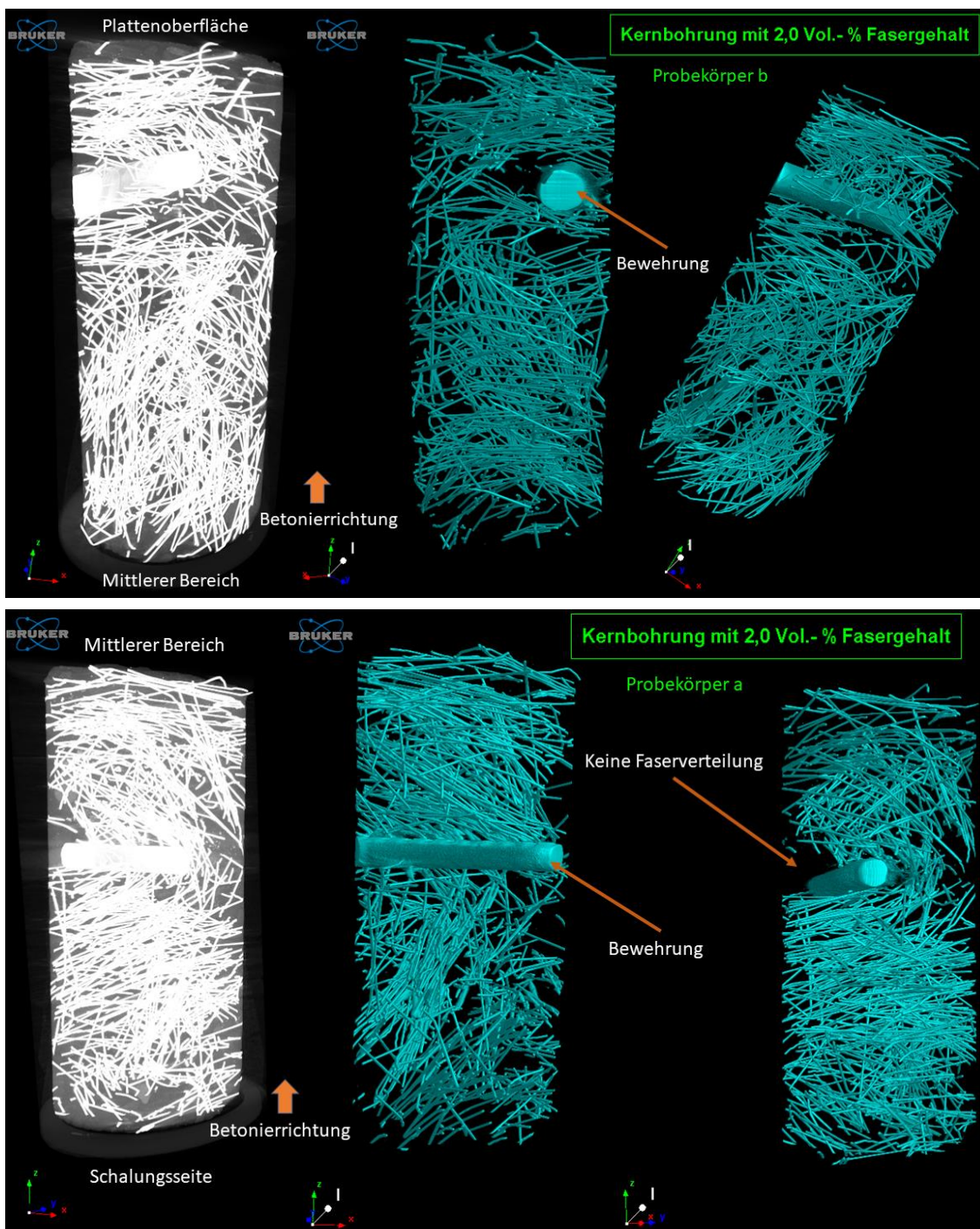


Abbildung 5-64: Bohrkerne a und b mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt.

Bohrkerne aus Zweischalige Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt:

Abbildung 5-65 zeigt den Bohrkern aus der Stahlfaserschicht einer zweischaligen Platte, bei der die Stahlbetonplatte ($d = 25 \text{ cm}$) mit einer 5 cm dicken Stahlfaserbetonschicht verstärkt wurde. Die Fasern sind ungleichmäßig verteilt. Die Faserkonzentration ist in der Nähe der Stahlbetonoberflächen des Bohrkerns höher als auf der entfernten Seite. Die Stahlfasern sind über die gesamte Höhe des Bohrkerns horizontal orientiert. Eine Faserverteilung in z-Richtung ist nicht vorhanden.

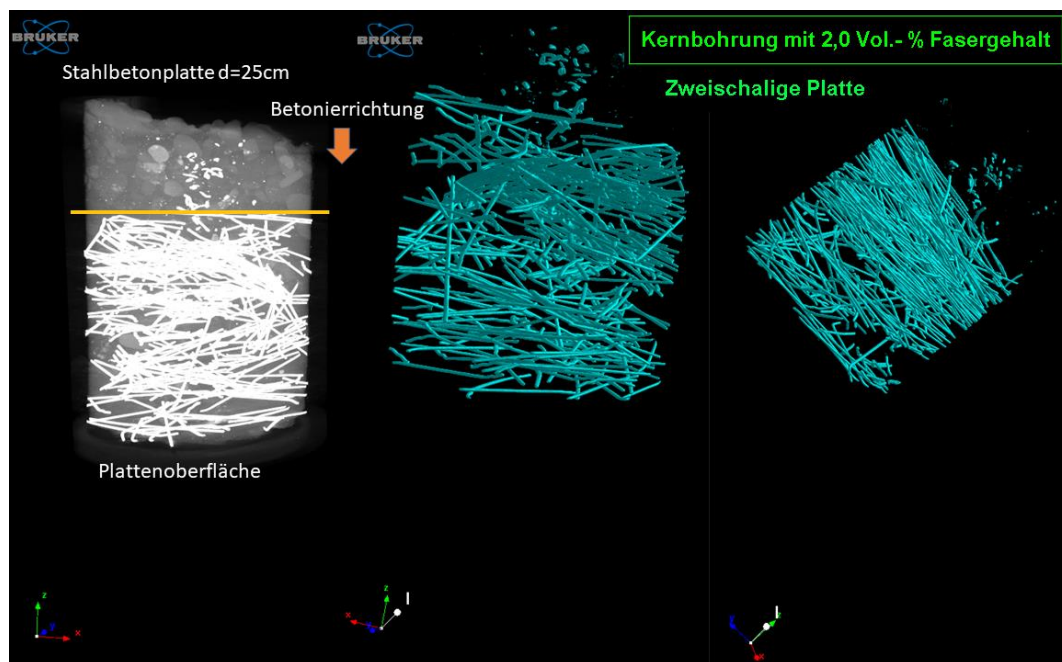


Abbildung 5-65: Bohrkern der Stahlfaserbetonschicht mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt.

Die ZP-Untersuchungen an den zweischaligen Platten bestätigen erneut, dass die Risse bei der Kontaktdetonation entstehen und in eine Richtung verlaufen, in der die Betonmatrix nicht ausreichend steif ist (durch inhomogene Faserverteilung) oder fehlerhaft ist (Luftporen, Kiesnester, Faserkonzentrationen etc.). Abbildung 5-66 zeigt zwei Rissverläufe an einem zweischaligen Plattenquerschnitt. Der erste Riss verläuft aufgrund der inhomogenen Faserverteilung bis zur Plattenoberfläche, der zweite Riss verläuft bis zur Faserbetonschicht (5 cm) und kommt aufgrund der gut verteilten Fasern zum Stillstand.

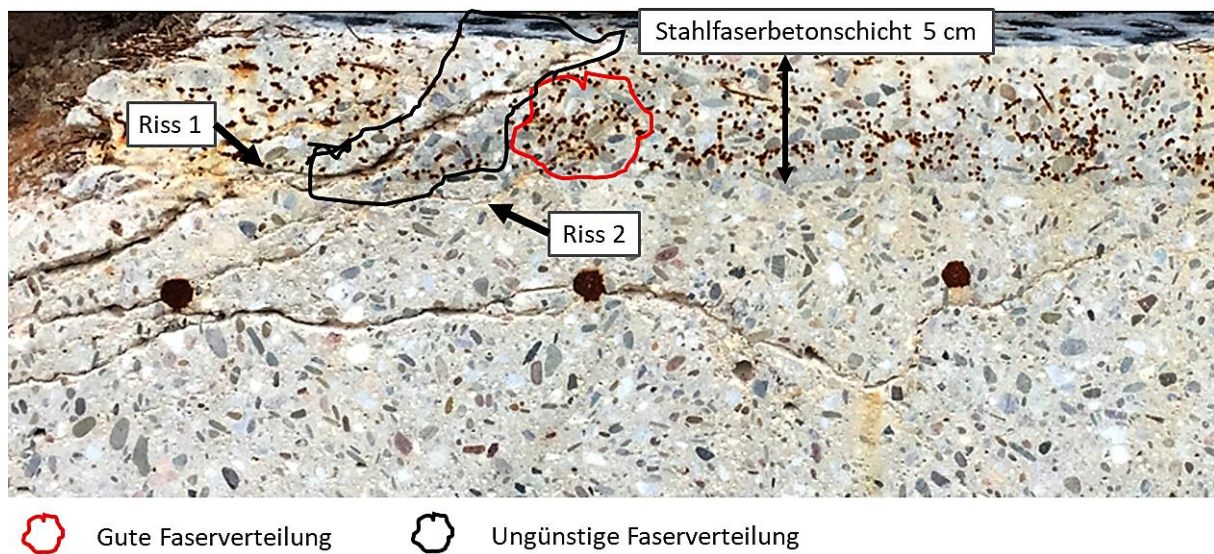


Abbildung 5-66: Rissverlauf am zweischaligen Plattenquerschnitt (Platte: S+SF-25-5-0-2-1).

5.4.3.5 Zusammenfassung Computertomographie

Zusammenfassend zu den Untersuchungen der Faserorientierung in den Bohrkernen kann festgestellt werden, dass sich in den hergestellten Stahlfaserbetonplatten keine homogene Faserverteilung in den drei Richtungen (x ; y ; z) eingestellt hat. Aufgrund einer unzureichenden Durchmischung von Fasern und Beton wurden Ansammlungen (Stahlfaseranhäufungen) von Stahlfasern festgestellt. Bei hohen lokalen Stahlfaserkonzentrationen können die einzelnen Fasern nicht ausreichend vom Bindemittel Beton umschlossen werden und es entstehen Lufteinschlüsse zwischen den Fasern. Diese Störung wirkt sich negativ auf die Gesamtsteifigkeit der Platte aus. Die Stahlfasern in den Platten sind in einem Winkel von ca. $4-10^\circ$ zur x -Richtung des globalen Koordinatensystems orientiert. Die Herstellung (Betonierung) der untersuchten Platten erfolgte in horizontaler Lage. Zusammen mit den Betonverdichtungsarbeiten ist dies der Grund für die vorhandene überwiegend horizontale Faserorientierung in den Platten.

Beim Betonieren von stahlfaserverstärkten Bauteilen stört der in der Schalung verlegte Bewehrungskorb die homogene Faserorientierung und -verteilung. Durch den Betoniervorgang sammeln sich die Fasern vermehrt oberhalb der vorhandenen Bewehrung an und verteilen sich nur schlecht seitlich und unterhalb der Bewehrung.

Eine solche Faserverteilung in den Platten wirkt sich positiv auf die Zug- und Biegebeanspruchung aus. Für die Vermeidung/Minimierung des Trümmerfluges bei einer Kontaktdetonation ist die überwiegend horizontale Faserverteilung nicht optimal. In diesem Fall kann es sinnvoll sein die Platten in vertikaler Richtung zu betonieren. Die sich dann einstellende Faserverteilung (siehe Abbildung 5-67) kann sich positiv auf die Trümmerbildung an den Platten bei einer Kontaktdetonation auswirken.

Daher ist es für die Schutzwirkung entscheidend, dass bei der Planung und Herstellung von Schutzbauteilen die Betonierrichtung sowie die Faserart, der Fasergehalt, die Betonqualität (Gesteinskörnung) usw. berücksichtigt werden.

Im Anhang A.5.3 sind für jeden Stahlfaserplattentyp und für jeden aus einem Plattentyp entnommenen Bohrkern die rechnerische Stahlfaseranzahl und Stahlfaservolumina in einer Platte (2,0 x 2,0 x 0,3/0,05 m) und dem Bohrkern (D/H = 45;50/120 mm) dargestellt.

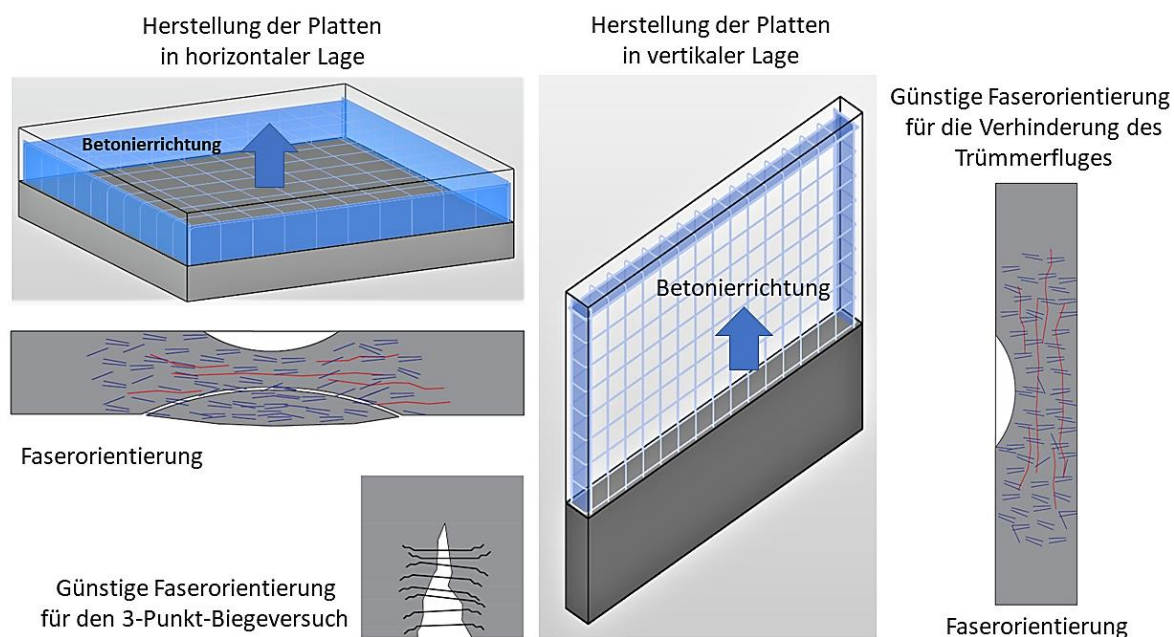


Abbildung 5-67: Faserorientierung durch Betonierrichtung.

In Abbildung 5-68 ist die tatsächliche Faserverteilung durch die korrodierten Stahlfasern der mittleren Ebene der geschnittenen Platte dargestellt. Eine inhomogene Faserverteilung ist deutlich erkennbar.

Inhomogene Faserverteilung – Veranschaulichung anhand von korrodierten Stahlfasern (Plattenquerschnitt mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt)



Abbildung 5-68: Faserverteilung im Querschnitt einer durchtrennten Platte.

5.4.4 Mikroskopische Untersuchung der Betonmatrix

Um die Schädigung der Plattenstruktur im Umgebungsbereich des Kraters zu ermitteln, wurden nach der Aufnahme der Innenrisse an verschiedenen Stellen Proben aus dem geschnittenen Plattenquerschnitt entnommen und mikroskopisch untersucht. Die Positionen der entnommenen Proben sind in Abbildung 5-69 dargestellt. Die Betonproben wurden aus vier verschiedenen Plattenbereichen (eine Kernbohrung pro Schädigungsbereich, vertikal und horizontal) entnommen und untersucht.

Stahlbetonplatte d = 20 cm



Stahlfaserbetonplatte d = 30 cm (1,0 Vol.-% Fasergehalt)



□ Kernbohrungen vertikal Ø 100 mm ○ Kernbohrungen horizontal Ø 100 mm

Abbildung 5-69: Untersuchte Plattenbereiche mit Hilfe von Mikroskopie.

Die Untersuchungen wurden im Labor für Werkstoffe des Bauwesens der Universität der Bundeswehr München durchgeführt. Für die Untersuchungen wurde das Mikroskop Stemi SV6 verwendet (Abbildung 5-70).

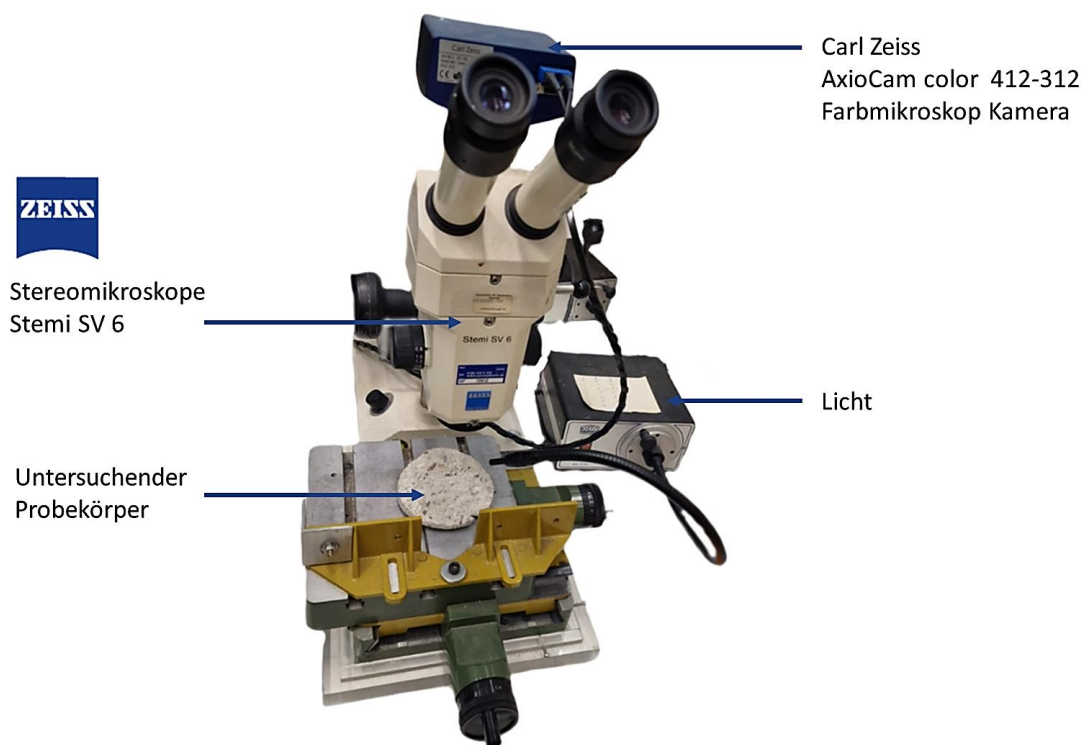


Abbildung 5-70: Stereomikroskope Stemi SV6 [170].

5.4.4.1 Mikroskopische Auswertung

Nachfolgend sind die Ergebnisse der mikroskopischen Untersuchungen der Gefügeveränderungen an verschiedenen Abschnitten der Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach den Anspannungsversuchen aufgeführt. Die Probeuntersuchung wurde nach folgendem Prinzip durchgeführt.

Zuerst wurde die gesamte Oberfläche der Probe mikroskopisch untersucht. Anschließend wurde die charakteristische Veränderung der gesamten Oberfläche verallgemeinert und eine Fotografie der untersuchten Oberfläche angefertigt.

Beim Vergleich der gerissenen Innenflächen von Beton- und Stahlfaserbetonproben aus dem Rissbereich wurde festgestellt, dass die aufgetretenen Gefügeänderungen identisch sind (Abbildung 5-71). Diese Veränderungen können in zwei Arten unterteilt werden:

1. Porosität der Betonmatrix-Oberfläche
2. Vollständige Trennung des Betons entlang des Risses. Dabei findet die Trennung innerhalb der Zementmatrix statt.

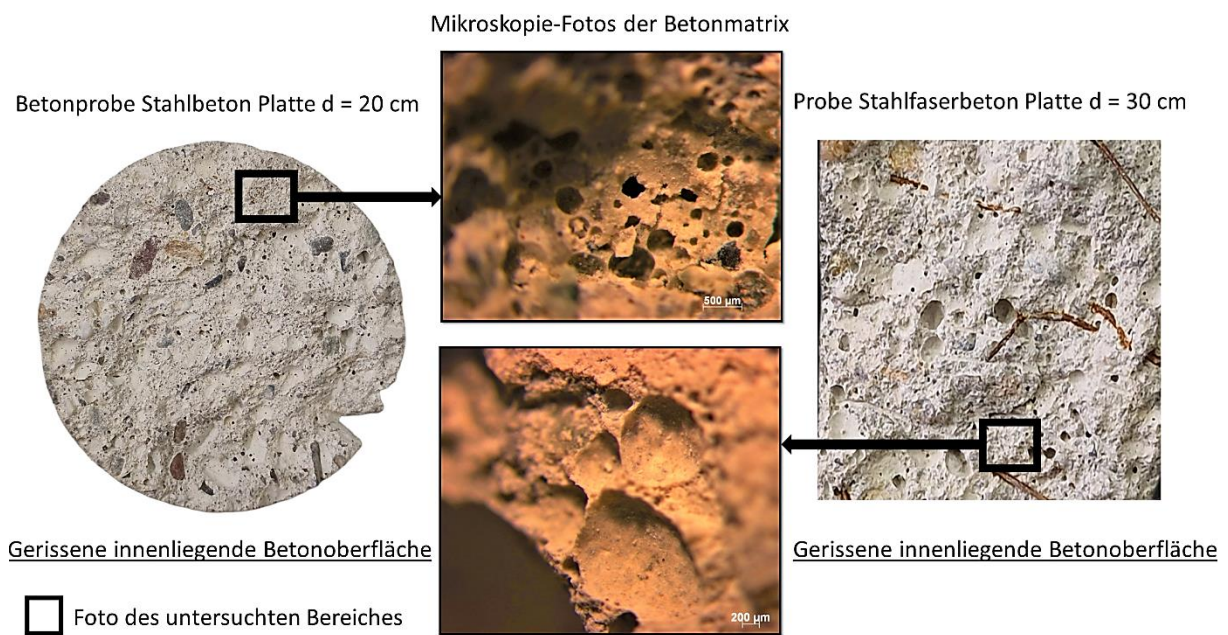


Abbildung 5-71: Mikroskopie der gerissenen Betonoberfläche von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatte (entnommen aus Platte: S-20-0-3 und SF-30-1-1).

Durch den Vergleich der Abbildungen in der Risszone (Abbildung 5-69 und Abbildung 5-72) kann festgestellt werden, dass der Probekörper durch die innenliegenden Risse in mehrere Abschnitte getrennt wird, welche nicht miteinander verbunden sind.

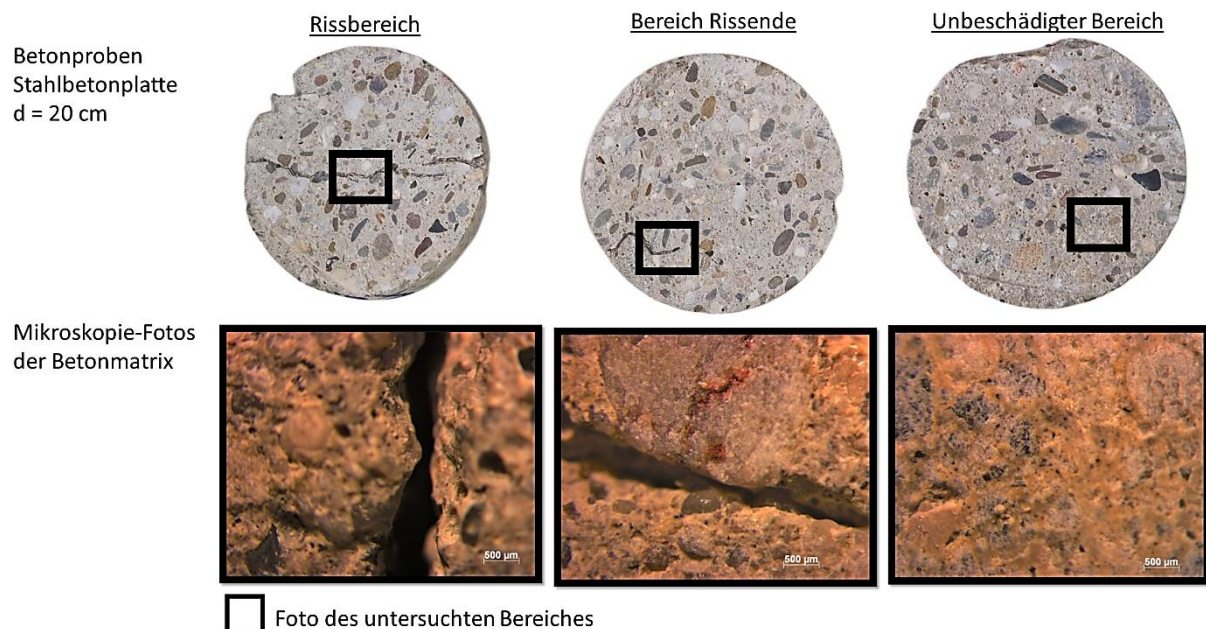


Abbildung 5-72: Mikroskopie der Strukturschäden Stahlbeton (entnommen aus Platte S-20-0-3).

Betonproben Stahlfaserbetonplatte
(d = 30 cm, 1,0 Vol.-% Fasergehalt)

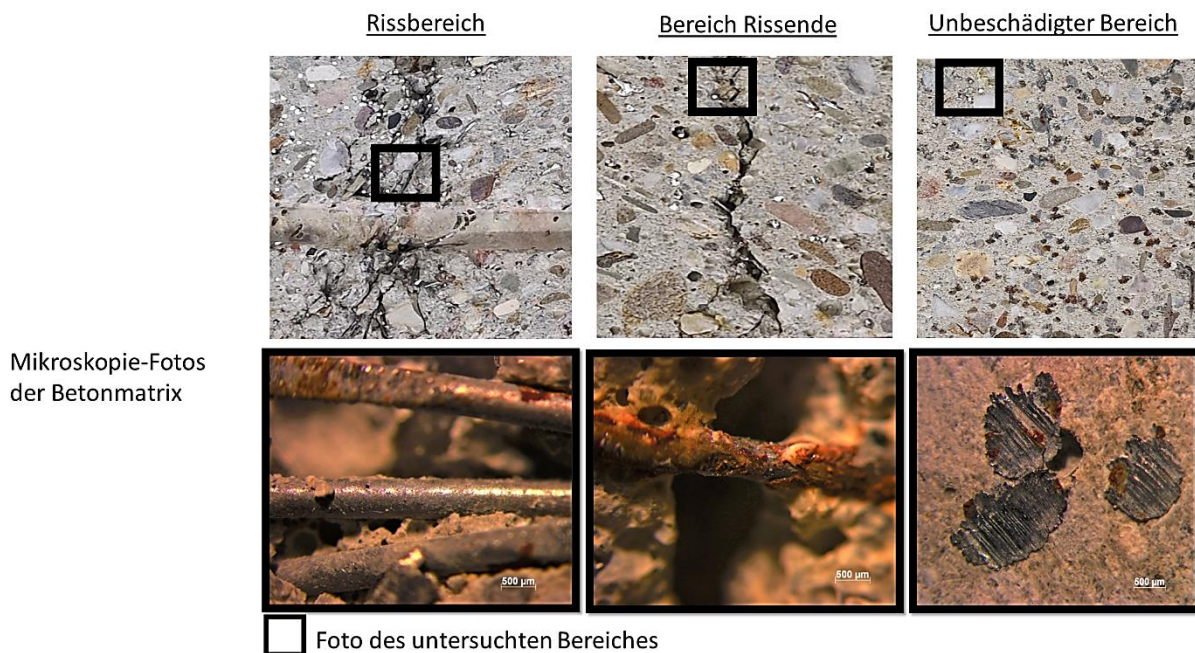


Abbildung 5-73: Mikroskopie der Strukturschäden Stahlfaserbeton (entnommen aus Platte SF-30-1-1).

Durch den Vergleich der Abbildungen der Rissbereiche und der Bereiche Rissende ist sichtbar, dass im Rissbereich der Verbund zwischen Fasern und Beton stark geschädigt ist (Lastübertragung nicht möglich) Abbildung 5-73. Im Rissendebereich ist der Verbund dagegen noch vorhanden und die Fasern können bei der Belastung aktiviert werden.

Neben den oben betrachteten Fällen sind auch Bilder (Abbildung 5-72 und Abbildung 5-73) von Beton- und Stahlfaserbetonproben dargestellt, die keine Gefügeschädigungen erfahren haben. Bei dieser Stahlfaserbetonprobe sind zwei Fälle zu erkennen. Zum einen der ideale Verbund zwischen Stahlfaser und Beton, zum anderen ist auf der rechten Seite der oberen Faser eine Stelle ohne Beton (Luftpore/Hohlraum) zu erkennen. Dieses Problem tritt sehr häufig bei Stahlfaserbetonkonstruktionen auf. Bei den untersuchten Stahlfaserbetonplatten wurden Hohlräume (unter der Bewehrung, in der Platte) mit einem Volumen von 8 – 47 cm³ festgestellt (Abbildung 5-74).



Abbildung 5-74: Hohlräume Stahlfaserbeton.

Mikroskopische Untersuchungen von Betonproben, die von abgeplatzten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplattenkanten entnommen wurden, zeigen deutlich strukturelle Betonschäden (Faserbeton), die mit Mikrorissen verflochten sind (Abbildung 5-75).

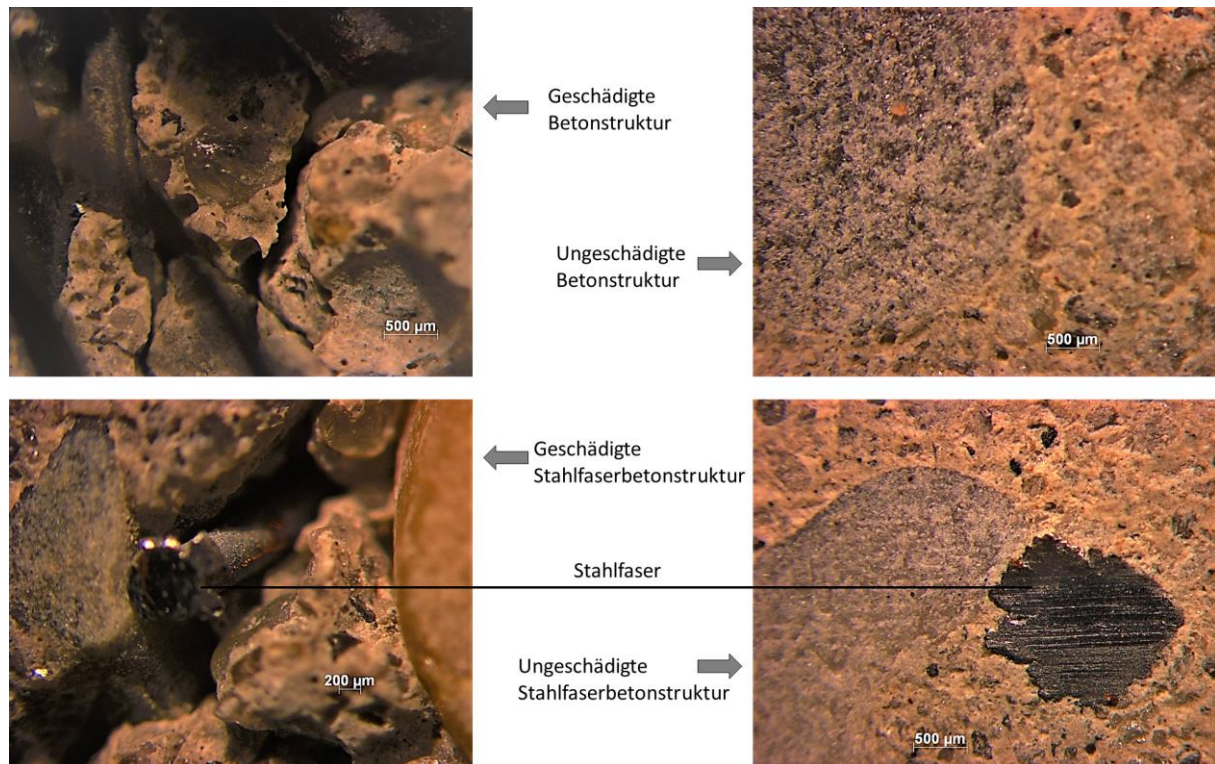


Abbildung 5-75: Betonstrukturen an Plattenkanten (S-25-0-6 und SF-30-0,5-1).

5.4.4.2 Fazit Mikroskopische Untersuchung

Ein Mikroskop wird bei der Untersuchung von Betonschäden eingesetzt, um Details der Betonstruktur zu analysieren. Das Mikroskop bietet eine detaillierte und vergrößerte Ansicht der Betonstruktur, die es Experten ermöglicht, Schäden zu erkennen, die Ursachen zu verstehen und geeignete Instandsetzungsmaßnahmen zu empfehlen. Im Folgenden sind einige der Aspekte aufgeführt, die bei der mikroskopischen Untersuchung festgestellt werden können:

- Mit Mikroskopen können Risse im Beton auf mikroskopischer Ebene erkannt und analysiert werden.
- Mit dem Mikroskop kann auch die Verteilung und Größe von Poren und Hohlräumen im Beton untersucht werden. Diese können die Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons beeinflussen, insbesondere wenn sie in großer Zahl oder an kritischen Stellen auftreten.

5.5 Experimenteller Resttragfähigkeitsversuch (3- Punkt-Biegeversuch)

5.5.1 Allgemeines zum 3-Punkt-Biegeversuch

Zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit der angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurde ein symmetrischer 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde im Labor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München ein geeigneter Versuchsstand geplant und gebaut. Insgesamt wurden 13 angesprengte Platten und eine Referenzplatte im 3-Punkt-Biegeversuch geprüft (siehe Tabelle 5-5).

5.5.2 Versuchsaufbau 3-Punkt- Biegeversuch

Der 3-Punkt-Biegeversuch wurde im Gerüstbau des Labors für konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt. Der Versuchsaufbau mit den einzelnen Komponenten der Auflagerung und Lasteinleitung wurde im Rahmen der Planung für die zu erwartenden Belastungen dimensioniert und entsprechend konstruiert. Da die Versuche mit einer Maximallast von ca. 800 kN durchgeführt wurden, liegt die tatsächlich aufgetretene Durchbiegung der Unterkonstruktion in einem vernachlässigbaren Bereich (ca. 0.01 mm). Somit werden die Versuchsergebnisse nicht durch Verformungen des Versuchsstandes beeinflusst (siehe Abbildung 5-76). Im Folgenden wird kurz erläutert, wie der Plattenüberstand von 15 cm bei Auflagern von Betonplatten ermittelt wird. Im Eurocode 2 für Deutschland ist das Berechnungsverfahren für die erforderliche Verankerungslänge dargestellt [171]. Zunächst muss der Grundwert der Verankerungslänge (5.4) ermittelt werden. Dieser Wert geht zusammen mit der erforderlichen Bewehrungsmenge (5.5) in die Berechnung des Bemessungswerts der Verankerungslänge (5.6) ein. Der gewählte Plattenüberstand von 15 cm setzt sich zusammen aus der Betondeckung von 3,5 cm, der erforderlichen Verankerungslänge von 10,5 cm und einem zusätzlichen Puffer von 1 cm zusammen.

$$l_{b,rqd} = (\sigma_{sd}/f_{bd}) \times (\sigma_{sd}/f_{bd}) = (10/4) \times (43,5/3,04) = 36 \text{ cm} \quad (5.4)$$

$$erfA_s = F_{ed}/\sigma_{sd} = 200/43,5 = 4,6 \text{ cm}^2 \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \times (erfA_s/vorhA_s) \geq l_{b,min} \\ &= 0,5 \times 2/3 \times 36 \times 4,6/5,24 = 10,53 \text{ cm} > 10 \times 1 = 10 \text{ cm} \end{aligned} \quad (5.6)$$

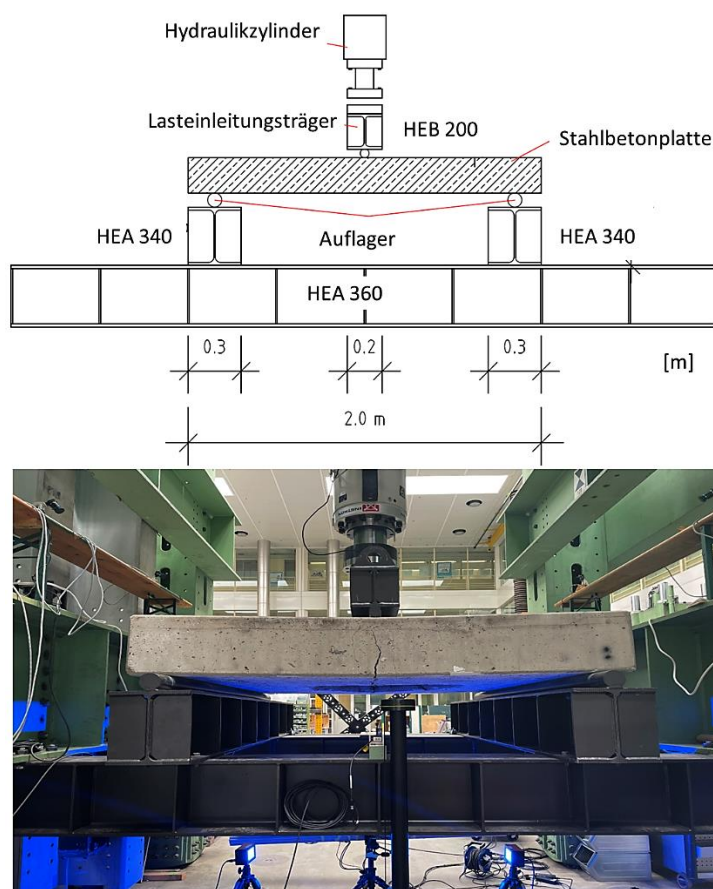


Abbildung 5-76: Versuchsaufbau 3-Punkt-Biegeversuch.

Mit dem bereits beschriebenen 3-Punkt-Biegeversuch konnten die einzelnen Biegezugfestigkeiten der Stahlbetonplatten zum Versagenszeitpunkt ermittelt werden. Aus diesen Messergebnissen konnte die statische Resttragfähigkeit der jeweiligen Platte ermittelt werden. Die Ergebnisse werden im Folgenden gegenübergestellt und analysiert. Alle Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Die Verformungs- bzw. Belastungsgeschwindigkeit betrug 5 mm/min. Es handelte sich somit um einen quasistatischen Belastungsfall.

Zur genaueren Beurteilung der Messergebnisse wurden während der Versuchsdurchführung zusätzlich die Plattenverformung und die Durchbiegung am Punkt der maximalen Durchbiegung, in der Plattenmitte, gemessen. Für die Verformungsanalyse stand das Messsystem ARAMIS der Firma GOM zur Verfügung. Die eingesetzten Messsysteme werden im folgenden Abschnitt näher vorgestellt.

5.5.3 Messsysteme

5.5.3.1 Hydraulikzylinder

Für die quasistatische Lastaufbringung stand dem Labor ein hochpräziser Hydraulikzylinder der Firma INSTRON zur Verfügung (Abbildung 5-76). Es handelte sich um den Hydropuls-Längszylinder Typ PL mit einer maximal aufbringbaren Kraft von 1 MN und einem maximalen Hub von bis zu 420 mm. Die Hydraulikzylinder dieses Herstellers wandeln hydraulische Energie

in mechanische Energie um. Dabei können die Zylinder auf unterschiedliche Weise Kräfte in das Prüfmaterial einleiten. Es kann zwischen Kraft-, Weg- und Dehnungsregelung gewählt werden. Für den hier betrachteten Versuchsfall wurde die Prüflast weggesteuert in die Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten eingeleitet. Der Weg- bzw. Kraftverlauf des Versuchs wurde über die Betriebssoftware bzw. Sensorik des Hydraulikzylinders eingestellt und über den Versuchsablauf dokumentiert. Sowohl der Hydraulikzylinder als auch die beiden Laser-Distanzmessgeräte wurden mit einer Abtastrate von 10 Hz betrieben. Die über den Hydraulikzylinder generierten Messdaten dienten primär der Auswertung der statischen Resttragfähigkeiten [172].

5.5.3.2 GOM ARAMIS 3D

Das System ARAMIS des Herstellers GOM umfasst Sensoren zur berührungslosen und materialunabhängigen Messung von dreidimensionalen Koordinaten, Verschiebungen und Oberflächendehnungen des zu untersuchenden Prüfkörpers oder Bauteils. Nach Angaben des Herstellers eignet sich das System insbesondere zur dreidimensionalen Verformungsmessung unter statischer oder dynamischer Belastung, um flächenhafte Verformungen und Dehnungen an realen Bauteilen zu analysieren [173]. Durch den Einsatz eines Stereokamerasystems als Sensor ist es möglich berührungslos in einem Messbereich von 1 mm bis zu 3500 mm zu arbeiten. Die mit dem System ermittelten Materialverformungen können erst nach der Versuchsdurchführung ausgewertet werden, da während des Versuchs nur Kameraaufnahmen des Probekörpers erstellt werden. Die Berechnung und Auswertung dieser Bilderreihen liefern anschließend grafische Darstellungen der Messresultate. Dabei können sowohl Verformungen im Bereich von 0,05% bis zu einigen 100% als auch Dehnungen ganzer Flächen erfasst werden. Eine maximale Aufnahmezeit von 44 fps (Messsystem 6M) gewährleistet eine kontinuierliche Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse während der Verformungsbeobachtung. Das Funktionsprinzip des ARAMIS-Systems zur Verfolgung und Auswertung von Verformungen an realen Bauteilen wird im nächsten Abschnitt erläutert [173], [174], [175]. Bei der Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurden mit den ARAMIS-Sensoren die 3D-Koordinatenverschiebungen von auf der druck- und zugbelasteten Plattenunterseite gemessen, um das Verformungsverhalten bei unterschiedlichen Belastungszuständen zu untersuchen. Darüber hinaus konnten durch die Erfassung der Oberflächendehnungen Risse detektiert und somit eventuelle Versagensvorankündigungen ermittelt werden.

Das System besteht im Wesentlichen aus den folgenden Komponenten [176], [177]:

- Sensor mit zwei Kameras
- Stativ zur stabilen Befestigung der Kameras
- LED-Probenbeleuchtung
- Laserpointer zur optimalen Ausrichtung der Kameras

- Steuereinheit zur Versorgung und Steuerung des Sensors
- PC-System mit hoher Rechenleistung
- ARAMIS-Anwendersoftware
- ARAMIS-Auswertungssoftware

5.5.3.3 Plattenvorbereitung

Da die Unterseiten der Stahlbetonplatten zu homogene Oberflächen aufwiesen, mussten diese für die DIC-Messung entsprechend vorbereitet werden. Eine Grundvoraussetzung für diese Analyse ist das Vorhandensein eines festen stochastischen Musters oder von Punktmarkierungen auf der Probenoberfläche. Zunächst wurden die Plattenunterseiten mit weißer Farbe angestrichen. Anschließend wurde mit einer Musterbürste schwarze Farbe auf den weißen Untergrund aufgetupft. Die Tupfer wurden überlappend aufgetragen, um eine gleichmäßige Struktur zu erzeugen. Durch den Anpressdruck der Bürste konnte die Feinheit der Struktur beeinflusst werden. Schließlich wurde das erforderliche stochastische Muster erzeugt. Zusätzlich wurden Punktmarken auf die Plattenunterseite geklebt. Durch die relative Verschiebung der Marken (zueinander) konnten so ebenfalls Dehnungen ermittelt werden. Abbildung 5-77 zeigt exemplarisch das verwendete stochastische Muster an einer bereits geprüften Stahlfaserbetonplatte.

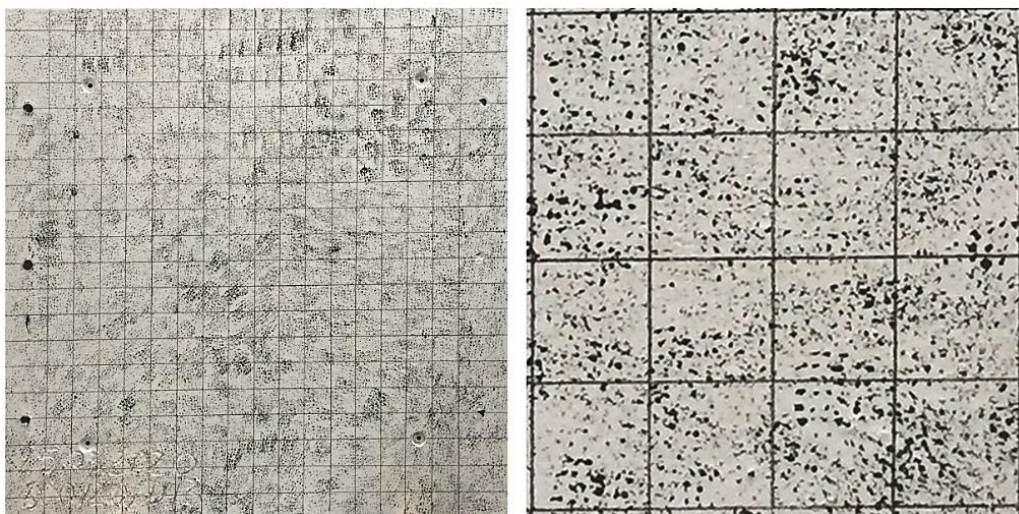


Abbildung 5-77: Stochastisches Muster auf der Referenzplatte.

5.5.3.4 Aufbau Messsystem ARAMIS

Da der Messbereich der Plattenunterseiten aufgrund der HEA-360-Stahlprofile des Versuchsaufbaus von einer Seite nicht vollständig einsehbar war, wurden zwei Stereokamerasysteme benötigt, welche über die Betriebssoftware zu einem Messbereich synchronisiert wurden. Der tatsächliche Messbereich der Versuchsplatten betrug 2 m x 1.4 m, da die restliche Plattenfläche durch die gewählte Auflagerung auf Stahlträgern verdeckt wurde. Da die größten zu erwartenden Verformungen und Risse jedoch in der Mitte der gemessenen Platte liegen, ist der nicht gemessene Bereich für die folgenden Auswertungen

nicht relevant. Aufgrund der Verfügbarkeit im Labor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München wurden bei der Versuchsdurchführung zwei unterschiedliche Kamerasysteme eingesetzt. Neben dem Kamerasystem ARAMIS 5M, wurde zusätzlich das Kamerasystem ARAMIS 6M verwendet. Tabelle 5-7 zeigt die wichtigsten Daten der Hard- und Softwareeinstellungen. Während das ARAMIS 5M System eine Auflösung von fünf Megapixel bietet, erreicht das ARAMIS 6M Messsystem 6 Megapixel (Abbildung 5-78).

Tabelle 5-7: Messparameter der eingesetzten ARAMIS-Systeme.

ARAMIS 5M	ARAMIS 6M
2 Kameras mit jeweils 2448 x 2050 Pixel	2 Kameras mit jeweils 2752 x 2200 Pixel
8 mm Objektiv	12 mm Objektiv
Reiterabstand 950 mm	Reiterabstand 900 mm
Kamerawinkel 32°	Kamerawinkel 25°
Eingestelltes Messvolumen 2000 x 1650 mm	Eingestelltes Messvolumen 1750 x 1450 mm
Messfrequenz 1 Bild/s	Messfrequenz 1 Bild/s

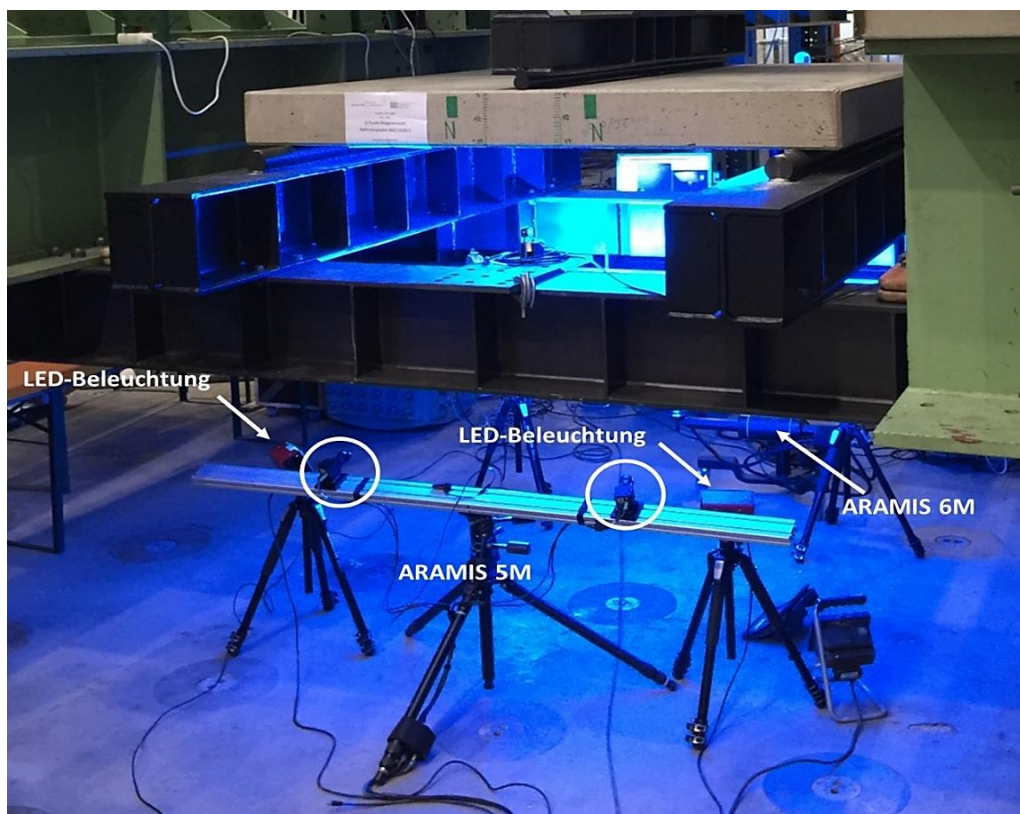


Abbildung 5-78: Aufbau der Kamerasysteme von ARAMIS 5M und 6M (das 6M-System wird von den Stahlträgern verdeckt).

Durch den parallelen Einsatz von zwei Stereokamerasystemen zur Vermessung der Probekörper wird eine gewisse Redundanz erreicht. Die Kamerasysteme reagieren sehr

empfindlich auf kleinste äußere Einflüsse wie z. B. Bewegungen der Sensoren, Raumtemperatur, Raumhelligkeit usw., sodass ein gewisses Ausfallrisiko der Messung besteht. In diesem Fall würden für die nur einmal durchführbaren 3-Punkt-Biegeversuche keine Messdaten der Probe zur Verfügung stehen. Bei einer redundanten Messdatengenerierung kann bei der Auswertung der Ergebnisse mindestens die Hälfte der Betonplatte untersucht werden.

5.5.4 Prüfergebnisse des 3-Punkt-Biegeversuchs

Zur Feststellung der statischen Resttragfähigkeit wurde die von den Platten noch aufnehmbare Kraft in kN und die dabei gleichzeitig resultierende Durchbiegung in der Plattenmitte als „Weg“, in mm aufgezeichnet. In den folgenden Abschnitten werden die aufgezeichneten Messergebnisse kategorisiert dargestellt und analysiert. Dabei werden die einzelnen Parameter, wie Fasergehalt, Plattendicke, Ladungsmenge, etc. sowie deren Einfluss auf die statische Resttragfähigkeit untersucht und miteinander verglichen, um mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen zukünftige Konstruktionen für Schutzmaßnahmen ableiten zu können. Auf eine Umrechnung der statischen Resttragfähigkeit in die tatsächliche Biegezugfestigkeit der Probekörper wird verzichtet, da die Querschnitts- und Verbundschwächungen infolge der Kontaktdetonation nur auf Abschätzungen aus zerstörungsfreien Prüfungen beruhen können. Aus diesem Grund wird die von den Platten maximal aufnehmbare Kraft in kN zum maßgeblichen Kennwert für die statische Resttragfähigkeit. Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse zunächst gruppiert nach den jeweiligen Kenngrößen dargestellt. Anschließend werden die verschiedenen Einflussgrößen zueinander in Relation gesetzt. Zur Darstellung der aufgezeichneten Messdaten wurden überwiegend Kraft-Weg-Diagramme verwendet [178], [179]. In der folgenden Grafik sind alle 13 Messergebnisse mit ihrer jeweiligen Maximallast dargestellt (Abbildung 5-79).

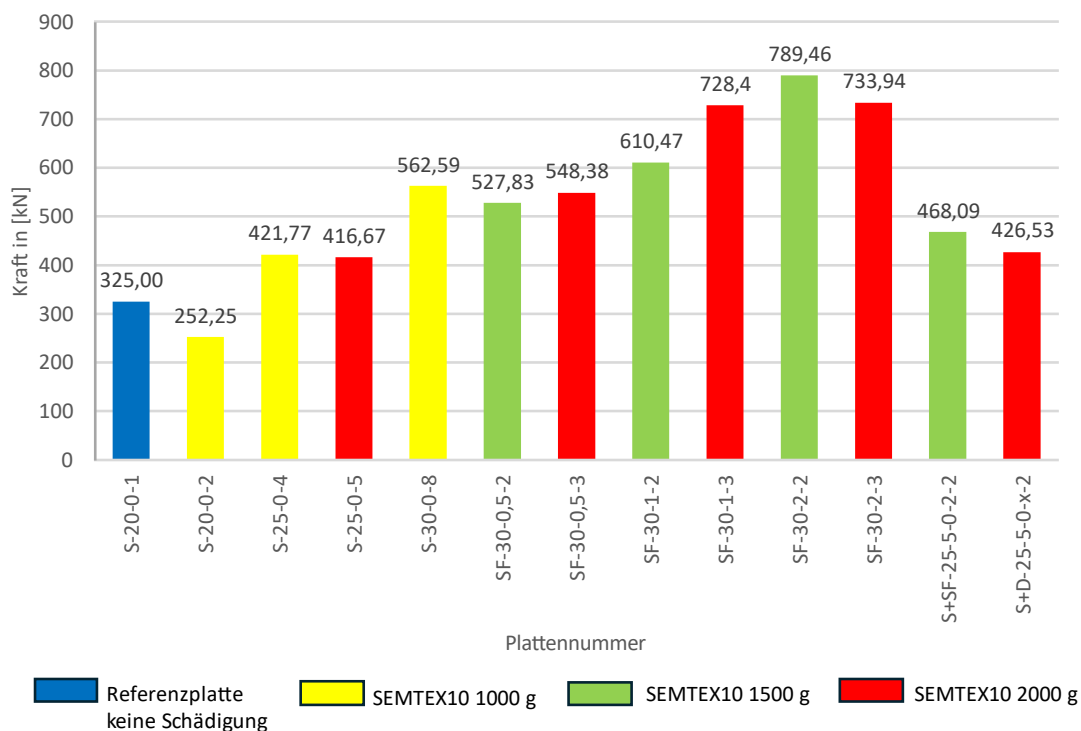


Abbildung 5-79: Messergebnisse der Drei-Punkt-Biegeversuche.

5.5.4.1 Ergebnisse zur variablen Plattendicke

Die Kraft-Weg-Diagramme der Probekörper mit unterschiedlicher Plattendicke (blau: 20 cm, rot: 25 cm, gelb: 30 cm) aus Stahlbeton, bei gleicher Vorbelastung mit jeweils 1000 g SEMTEX10 Ladungsmenge zeigen eine deutliche Zunahme der statischen Resttragfähigkeit mit zunehmender Plattendicke (Abbildung 5-80).

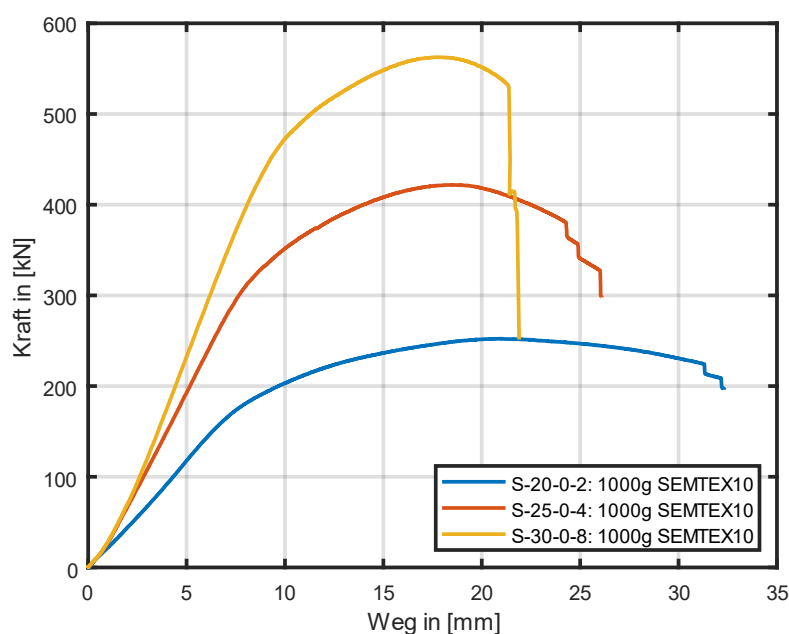


Abbildung 5-80: Kraft-Weg-Diagramm: Unterschiedliche Plattendicken bei gleicher Belastung (SEMTEX10).

Die einzelnen Kraft-Weg-Kurven steigen zunächst linear an. Ab einer bestimmten einwirkenden Kraft geht die Kurve allmählich in einen nichtlinearen Verlauf über und steigt bis zum Maximum weiter an. Es ist zu erkennen, dass der Anstieg der Kurven mit zunehmender Plattendicke steiler wird. Dies ist auf die größere Steifigkeit der dickeren Platten zurückzuführen.

Bis zum Erreichen des Wendepunktes vom näherungsweise linearen zum nichtlinearen Verlauf kann von einem elastischen Materialverhalten der Probekörper ausgegangen werden. Nach Überschreiten des Wendepunktes werden die Platten plastisch verformt. Der Wendepunkt markiert den Beginn des Materialversagens in Form von Mikrorissen im Beton, die sich immer weiter ausbreiten, bis sie sich zu sichtbaren Makrorissen vereinigen und schließlich den Verbund zwischen Beton und Bewehrung vollständig zerstören. Der stufenförmige Abfall der Lastkurven ist ein Kennzeichen für das fortschreitende Versagen der Bewehrung. Die Definition des Versuchsendes wurde durch zwei Faktoren bestimmt. Zum einen wurde der Versuch erst nach dem Auftreten von drei akustischen Geräuschen beendet. Diese Geräusche wurden durch den Bruch der Stahlbewehrung verursacht. Mit dem Bruch der Bewehrung verloren die Betonplatten ihre letzte Möglichkeit die Zugkräfte aufzunehmen. Während der Versuchsdurchführung wurde auch das Kraft-Dehnungs-Diagramm des Hydraulikzylinders beobachtet. Ab dem Zeitpunkt, an dem die Probekörper keine Kraft mehr aufnehmen konnten, war im Diagramm ein Abfall der Kurve zu erkennen. An diesem Punkt wurde die Krafteinleitung und damit der Versuch beendet.

Der Vergleich der Platten zeigt einen sukzessiven Anstieg der Maximallast. Anstatt die statische Resttragfähigkeit prozentual auf eine unbeschädigte Referenzplatte zu beziehen, soll durch den Vergleich der Abhängigkeiten zwischen Maximallast und Plattendicke das Potenzial der statischen Resttragfähigkeit dargestellt werden.

Zeigt die blaue Kurve eine Maximallast von ca. 252 kN, so steigt diese bei einer zusätzlichen Plattendicke von 5 cm auf bereits auf knapp 415 kN an. Somit kann die noch aufnehmbare Kraft bei 10 cm zusätzlicher Plattendicke auf ca. 560 kN mehr als verdoppelt werden. Die Versuche mit unterschiedlichen Plattendicken zeigen, dass eine Proportionalität zwischen der untersuchten Kenngröße Plattendicke und der maximalen Belastung besteht. Mit einem größeren Querschnitt kann also mit einfachen Mitteln eine deutliche Erhöhung der statischen Resttragfähigkeit bzw. des Widerstandes gegen Kontaktdetonationen erreicht werden. In Abbildung 5-81 ist der Zusammenhang zwischen zunehmender Plattendicke und Maximallast anhand einer Trendlinie grafisch dargestellt. Dieses Ergebnis wurde auch in Hiller [178] erwähnt und war aufgrund der bekannten geometrischen Zusammenhänge bezüglich Plattendicke und der Lage der Bewehrung zu erwarten.

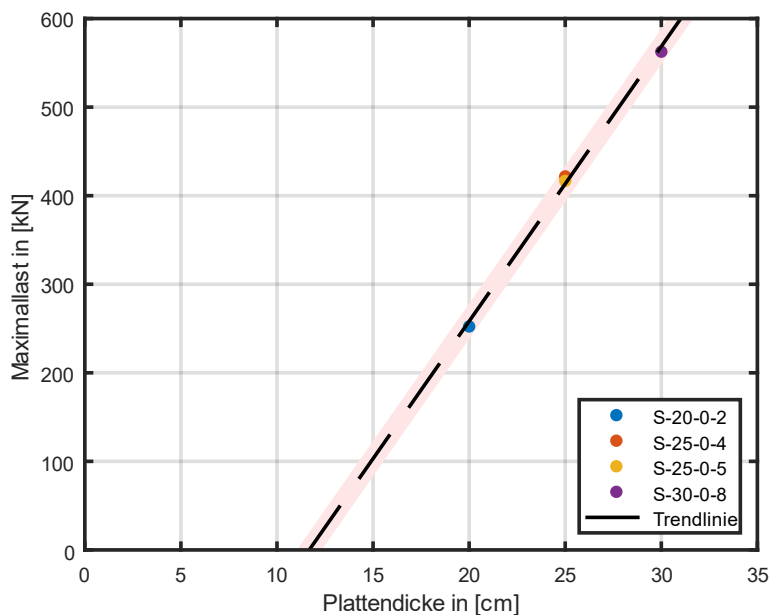


Abbildung 5-81: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Plattendicke.

5.5.4.2 Ergebnisse zu variablem Fasergehalt

Um den Einfluss unterschiedlicher Fasergehalte auf die maximale Belastung zu untersuchen, wurden in dieser Forschungsarbeit jeweils vier Messungen für 1500 g und 2000 g SEMTEX-Beladung (0,5 Vol.-%, 1,0 Vol.-% und 2,0 Vol.-% und zweischalige Platte) durchgeführt. Die Kraft-Weg-Diagramme dieser Messungen ähneln qualitativ den zuvor beschriebenen Verläufen bei variabler Plattendicke, sodass für die Analyse des variablen Fasergehaltes weitestgehend die quantitativen Unterschiede herausgearbeitet werden. In Abbildung 5-82 wurde zur vergleichenden Betrachtung auch der Fasergehalt 0,0 Vol.-% (blaue Kurve, Platte S-30-0-8) und einer zweischaligen Platte (hellgrün kurve, Platte S+SF-25-5-0-2-2) mit in die Gegenüberstellung aufgenommen. Damit soll der Einfluss der zu untersuchenden Kenngröße „Fasergehalt“ trotz unterschiedlich starker Vorbelastung dargestellt werden. Die Versuchsergebnisse mit einer Vorbelastung von 1500 g SEMTEX10- (Abbildung 5-82) zeigen einen sukzessiven Anstieg der Maximallast mit zunehmendem Fasergehalt (rot: 0,5 Vol.-%, gelb: 1,0 Vol.-%, lila: 2,0 Vol.-%). Die gleichzeitige Zunahme der Kurvensteigung deutet auf eine Steifigkeitszunahme der Probekörper hin.

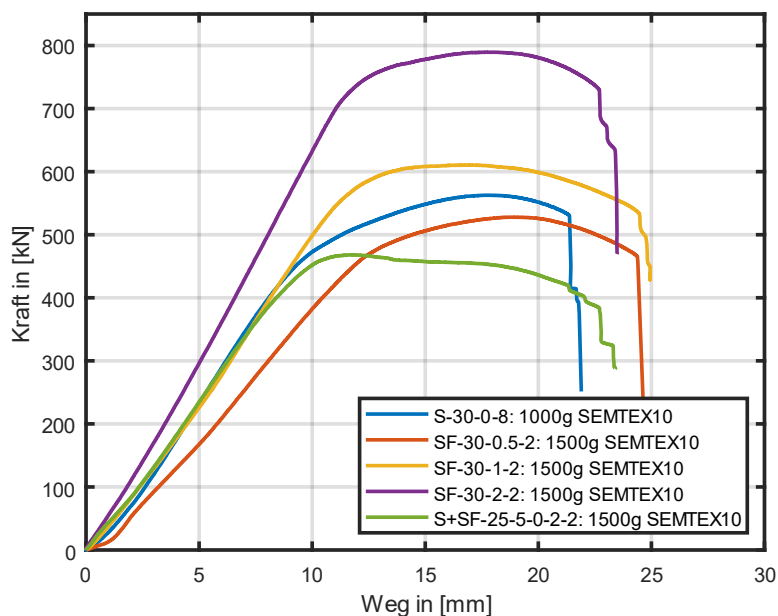


Abbildung 5-82: Kraft-Weg-Diagramm: Variabler Fasergehalt bei gleicher Ladungsmenge mit 1500 g SEMTEX10.

Bei der Stahlbetonplatte mit einem Fasergehalt von 0,0 Vol.-% wird eine Maximallast von ca. 560 kN erreicht, während der Probekörper mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% nur ca. 520 kN erreicht. Da jedoch die faserfreie „Referenzplatte“ jedoch mit 1/3 weniger Ladung vorbeanspruchert wurde, relativiert sich der geringe Unterschied in der Maximallast. Unter Berücksichtigung dieses Umstandes lässt sich weiterhin eine gewisse Tendenz zur Leistungssteigerung bei höheren Fasergehalten feststellen.

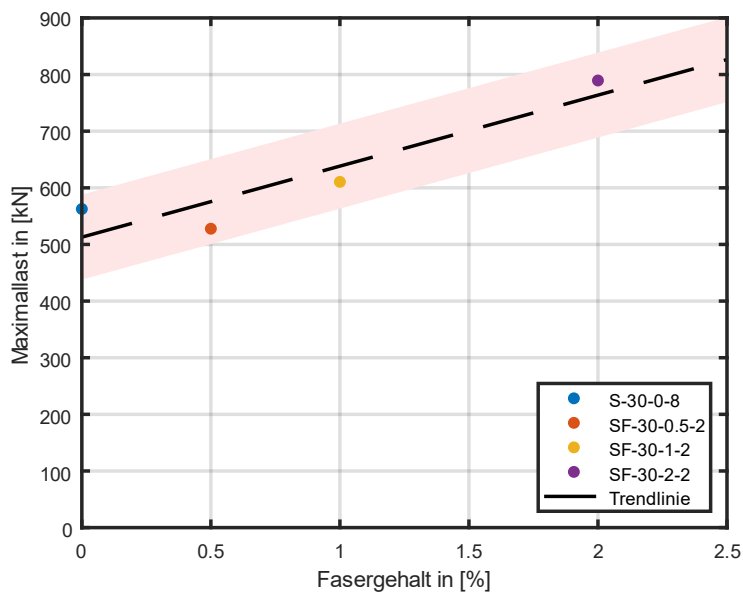


Abbildung 5-83: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Fasergehalt.

Diese Tendenz ist in Abbildung 5-83 grafisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die statische Resttragfähigkeit mit steigendem Faseranteil zunimmt. Auffällig ist eine ähnliche Durchbiegung (Weg) im Versagenszeitpunkt. Erkennbar ist der plötzliche stufenförmige Kraftabfall (Bewehrung reißt).

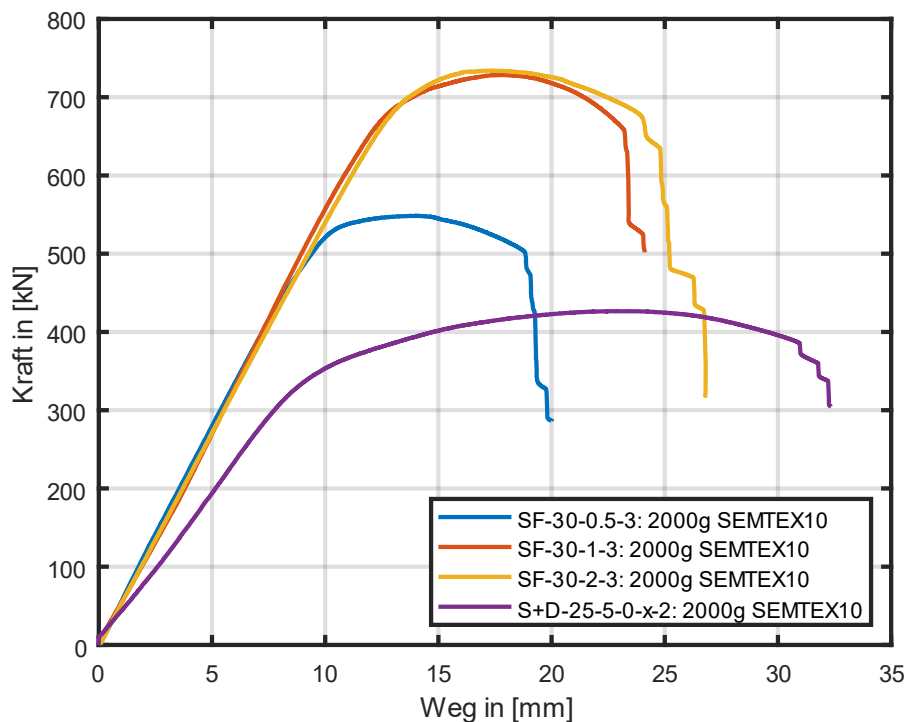


Abbildung 5-84: Kraft-Weg-Diagramm: Variabler Fasergehalt bei gleicher Ladungsmenge mit 2000 g SEMTEX10.

Es fällt auf, dass die Steigung der einzelnen Kurven nahezu identisch ist. Es scheint, dass sich die Steifigkeit der Probekörper trotz unterschiedlicher Fasergehalte nicht signifikant ändert. Der Probekörper mit 0,5 Vol.-% Faseranteil (blau) erreicht eine Maximallast von ca. 550 kN. Anstelle eines weiteren sukzessiven Anstiegs der Maximallast zeigt sich, dass die Kurven für 1,0 Vol.-% und 2,0 Vol.-% in etwa die gleiche Maximallast erreichen (rot: ca. 730 kN, gelb: ca. 735 kN) (Abbildung 5-84). Deutlicher unterscheiden sich die einzelnen Verläufe über den Versagenszeitpunkt. Hier ist ein deutlicher Anstieg der Duktilität zwischen der schwach (0,5 Vol.-%) und der stark (2,0 Vol.-%) faserbewehrten Platte zu erkennen. So beträgt die im Versagensfall erreichte Durchbiegung bei der blauen Kurve ca. 19 mm und bei der gelben Kurve ca. 24 mm. Auch zwischen der roten (ca. 23 mm) und der gelben Kurve ist eine unterschiedliche Versagensdurchbiegung zu erkennen. Der Grund für die sich angleichende Steifigkeit könnte in der inhomogenen Faserverteilung und den Anhäufungen von Stahlfasern in der Platte liegen.

Der geringe Unterschied zwischen den Stahlfasergehalten von 1,0 und 2,0 Vol.-% lässt sich weiterhin mit einer generellen Problematik bei der Herstellung von Stahlfaserbetonen

erklären. Die Schwierigkeit bei der Produktion von Stahlfaserbetonbauteilen liegt in der homogenen Faserverteilung im Betonbauteil. Je höher die Zugabemenge ist, desto schwieriger ist es eine homogene Verteilung zu erreichen. Mögliche Fehlerquellen im Gefüge sind dann lokale Anhäufungen, Bündelungen von Stahlfasern und eventuell größere Bereiche ohne Stahlfasern. Der Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme für die beiden unterschiedlichen Vorbelastungen zeigt deutliche Unterschiede in den einzelnen Verläufen. Trotz der offensichtlichen Abweichungen in beiden Diagrammen setzt sich der Trend einer Verbesserung der statischen Resttragfähigkeit mit steigendem Fasergehalt fort (vgl. Abbildung 5-83 und Abbildung 5-85). Es zeigt sich außerdem, dass die Wirksamkeit der Stahlfasern hinsichtlich der statischen Resttragfähigkeit von der Höhe der Vorbelastung abhängt.

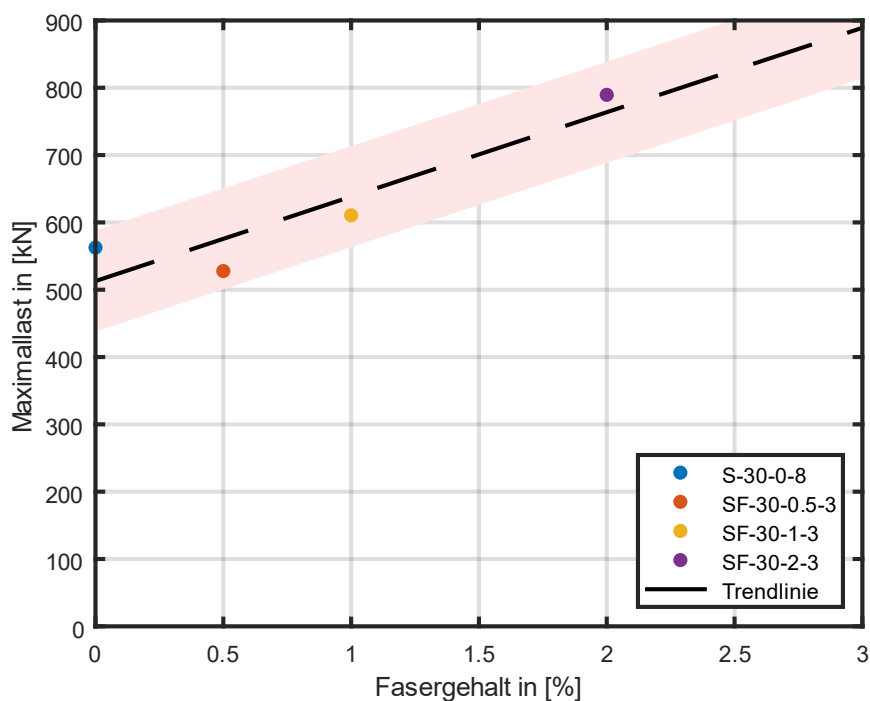


Abbildung 5-85: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Fasergehalt.

Mögliche Einflussfaktoren können zunächst nur vermutet werden. Weitere Untersuchungen sollten die bereits formulierten Vermutungen verifizieren.

5.5.4.3 Ergebnisse für variable Ladungsmengen

Im Folgenden wird der Einfluss unterschiedlicher Vorbelastungsgrade (Ladungsmenge) bei konstantem Plattenaufbau untersucht.

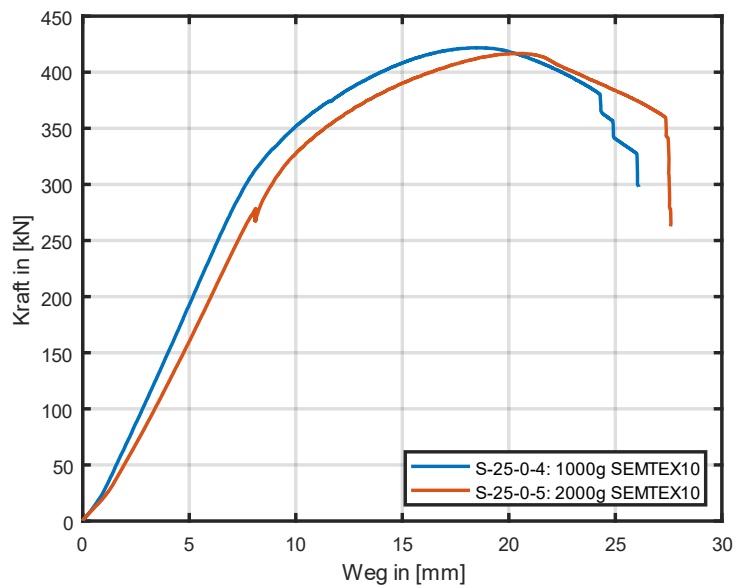


Abbildung 5-86: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleicher Plattendicke (Stahlbeton).

Das Diagramm für eine konstante Plattendicke von 25 cm (Abbildung 5-86) zeigt einen zu erwartenden Verlauf. So weist die Kraft-Weg-Kurve bei größerer Vorbelastung (rot: 2000 g SEMTEX10) eine geringere Steigung auf. Dies bedeutet, dass bei einer Verdoppelung der Ladungsmenge auch eine größere Schädigung des Stahlbetons eintritt. Allerdings ist der Unterschied in der Steigung nicht so ausgeprägt wie es bei einer doppelten Vorbelastung zu erwarten wäre. Ein Indiz dafür ist die nahezu gleiche erreichte Maximallast der Probekörper. Es zeigt sich also, dass eine Verdoppelung der Vorbelastung nicht zwangsläufig zu einer höheren Schädigung der Platte führt und eine Stahlbetondicke von 25 cm auch dieser Belastung ausreichend Widerstand entgegensetzen kann. In Abbildung 5-87 zeigt sich ein anderes Ergebnis für die Probekörper mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt. Die Kurve für die höhere Vorbelastung (rot: 2000 g SEMTEX10) zeigt eine höhere Steifigkeit als die Kurve für die eigentlich geringere Vorbelastung. Diese Darstellung verdeutlicht nochmals die Problematik von Stahlfaserbeton. Wie in Kapitel 5.4.3 beschrieben, stellt die homogene Faserverteilung bei der Herstellung von Stahlfaserbeton eine Herausforderung dar und kann nicht immer ideal realisiert werden. Dieser Umstand könnte auch der Grund dafür sein, dass die Steifigkeit und die Maximallast dieses Probekörpers trotz höherer Vorbelastung höher sind. Es ist jedoch zu erkennen, dass die blaue Kurve einen deutlich größeren Weg (ca. 24 mm) erreicht.

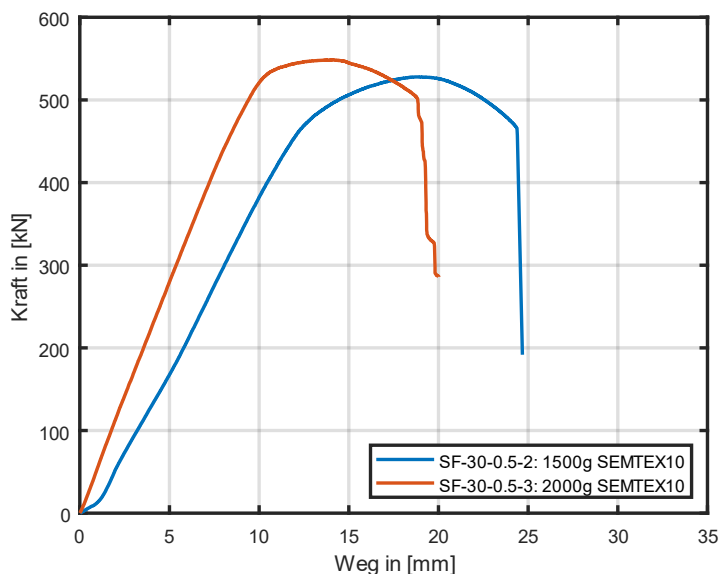


Abbildung 5-87: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 0,5 Vol.-% Fasergehalt.

Der Zeitpunkt des endgültigen Versagens liegt trotz geringerer Steifigkeit über dem des Probekörpers mit höherer Vorbelastung. Der Stahlfaserbeton weist eine höhere Duktilität bei geringerer Belastung auf. Das gleiche Phänomen lässt sich ebenfalls in Abbildung 5-88 zu den Probekörpern mit 1,0 Vol.-% Faseranteil beobachten. In diesem Fall ist der Unterschied jedoch bei beiden Vorbelastungen deutlich erkennbar. Neben der höheren Steifigkeit erträgt die Probe mit der höheren Vorbelastung eine offensichtlich höhere Maximallast. Es zeigt sich erneut, dass es bei scheinbar identischem Plattenaufbau signifikante Abweichungen in der Tragfähigkeit bzw. Resttragfähigkeit auftreten können.

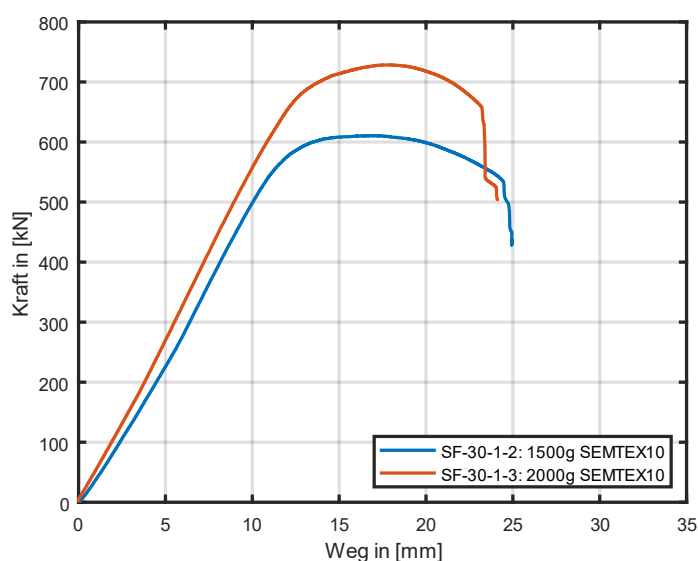


Abbildung 5-88: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 1,0 Vol.-% Fasergehalt.

Gleicher Fasergehalt bedeutet nicht automatisch gleiche Tragfähigkeit. Es muss daher weiterhin auf die Schwierigkeiten bei der Herstellung von Stahlfaserbetonbauteilen

hingewiesen werden. Gegebenenfalls sind die Herstellungsschritte für Faserbetonbauteile weiter zu optimieren, sodass die Schwankungen im Tragverhalten minimiert werden können.

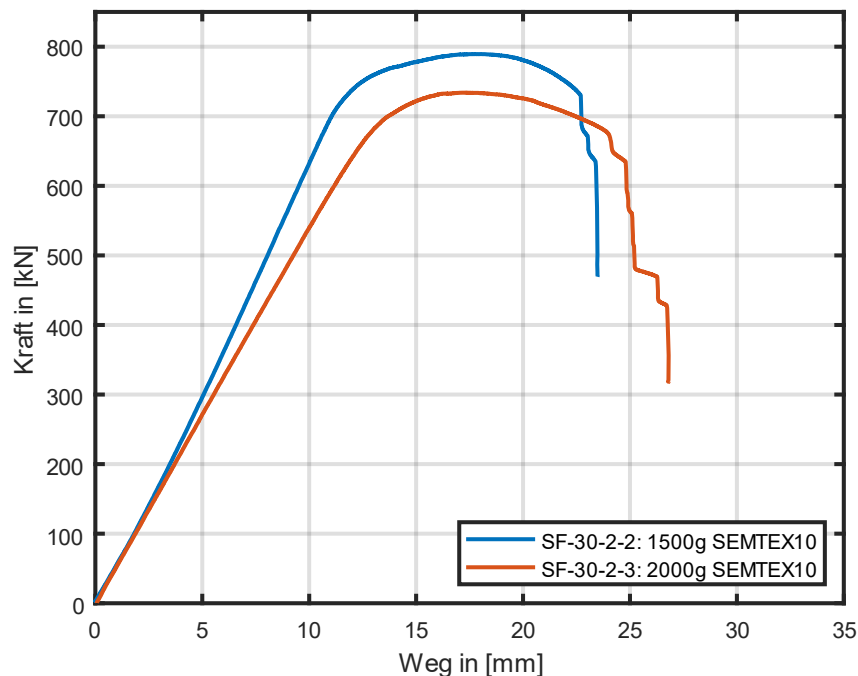


Abbildung 5-89: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 2,0 Vol.-% Fasergehalt.

Die Kraft-Weg-Kurven in Abbildung 5-89 zeigen wiederum die zu erwartenden statischen Resttragfähigkeiten der Probekörper mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt bei unterschiedlichen Vorbelastungen. Der Probekörper (2,0 Vol.-% Fasergehalt) mit einer Ladungsmenge von 1500 g SEMTEX10 (blau) erreicht eine maximale Belastung von ca. 790 kN. Bei einer Ladungsmenge von 2000 g SEMTEX10 (rot) wird nur noch eine Maximallast ca. 730 kN erreicht. Eine Erhöhung der Vorbelast scheint hier also auch zu einer höheren Schädigung zu führen.

5.5.4.4 Ergebnisse zur Plattenverstärkungen

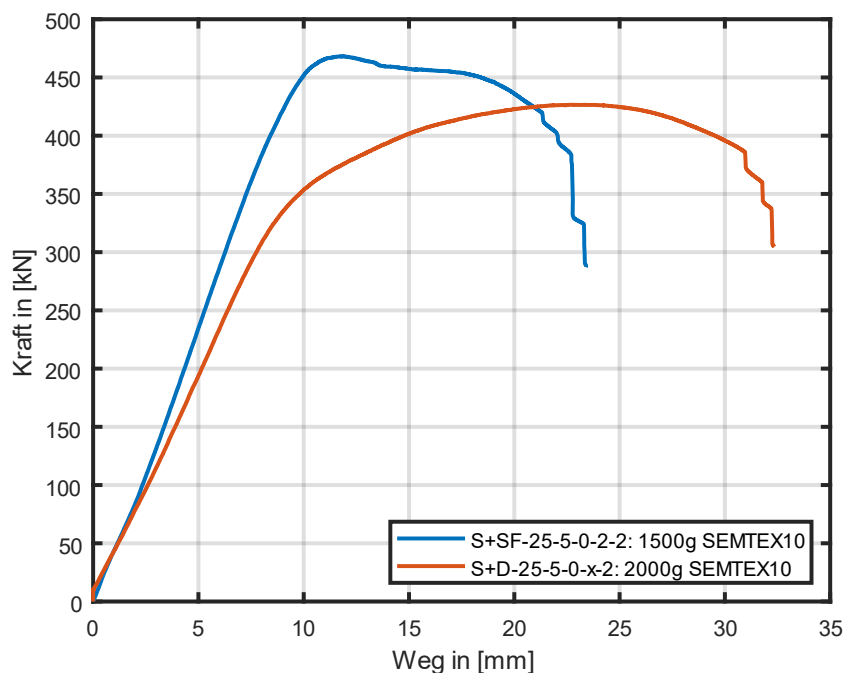


Abbildung 5-90: Maximallast- Kurven für die DUCON- und Stahlfaserverstärkung (zweischalige Platte).

Die Maximallast der stahlfaserverstärkten Platte beträgt ca. 470 kN. Die Maximallast der mit DUCON verstärkten Platte lag bei ca. 425 kN. Das Ergebnis zeigt ebenfalls anhand der Steigung des Kraft-Weg-Diagramms (Abbildung 5-90) eine höhere Steifigkeit der faserverstärkten Platten. Zahlenmäßig übertrifft der Stahlfaserbeton somit die DUCON-Verstärkung bei der erreichten Maximallast. Die Kurven zeigen jedoch deutliche Unterschiede in der Duktilität der Probekörper. Der erreichte Versagensweg beträgt bei der blauen Kurve (der Stahlfaserplatte) ca. 21 mm und bei der roten Kurve, mit DUCON-Verstärkung, ca. 31 mm. Es ist jedoch zu beachten, dass der mit Stahlfaserspritzbeton verstärkte Probekörper mit einer geringeren Last vorbelastet wurde.

5.5.4.5 Beschreibung der Datenauswertung am Beispiel der Referenzplatte

Bevor die Ergebnisse der untersuchten Proben vorgestellt werden, wird am Beispiel der Referenzplatte die Vorgehensweise bei der Datenauswertung beschrieben. Verwendet wurde die Software GOM Correlate Professional, Version 2018. Da bei den Versuchen mit zwei Kamerasystemen gemessen wurde, die jeweils einen eigenen Datensatz erzeugen, müssen zunächst einige Voraussetzungen erfüllt sein, damit eine Kopplung der Messdaten möglich ist. Um die beiden Datensätze eindeutig aufeinander beziehen zu können, müssen mindestens drei identische Punktmarken in beiden Aufnahmen vom System identifiziert werden. Zum anderen müssen die jeweiligen Messprojekte der beiden Sensorsysteme zeitgleich aufgenommen worden sein. Dazu müssen die Messfrequenz und die Belichtungszeit der Kameras identisch eingestellt sein. Durch die Verkettung der beiden Kamerasysteme mit

einem Datenkabel kann sichergestellt werden, dass ein System (z. B. Messsystem 5M) die Frequenz vorgibt und das zweite System (hier Messsystem 6M) die gleiche Anzahl von Bildern aufnimmt. Außerdem müssen beide Messreihen die gleiche Anzahl von Messstufen haben, damit eine gemeinsame Datenauswertung möglich ist.

Nachdem alle Voraussetzungen erfüllt sind, kann mit dem Zusammenfügen der Datensätze begonnen werden. In Abbildung 5-91 sind die beiden Messreihen 5M und 6M bereits korrekt zueinander ausgerichtet dargestellt. Die Software erkennt in beiden Kameraaufnahmen die identischen Referenzpunkte (grüne Punkte) und setzt die 6M-Messung räumlich orientiert zur 5M-Aufnahme.

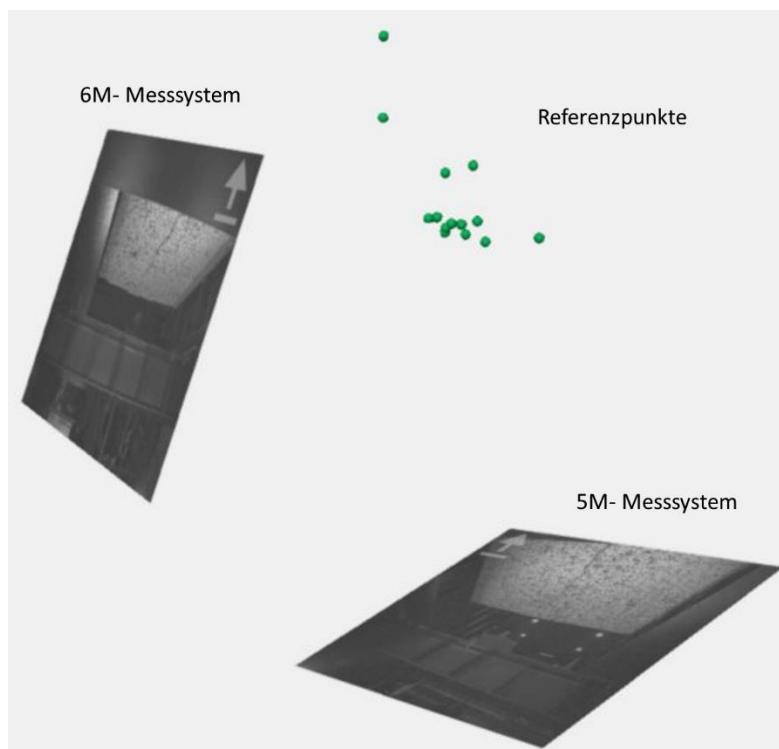


Abbildung 5-91: Zueinander orientierte Messreihen 5M und 6M über Referenzpunkte.

Mit Hilfe einer 3-2-1-Ausrichtung wurden die Messungen auf das gewünschte globale Koordinatensystem ausgerichtet.

In Abbildung 5-92 sind die erzeugten Flächenkomponenten zu einer Gesamtkomponente zusammengesetzt und dargestellt.

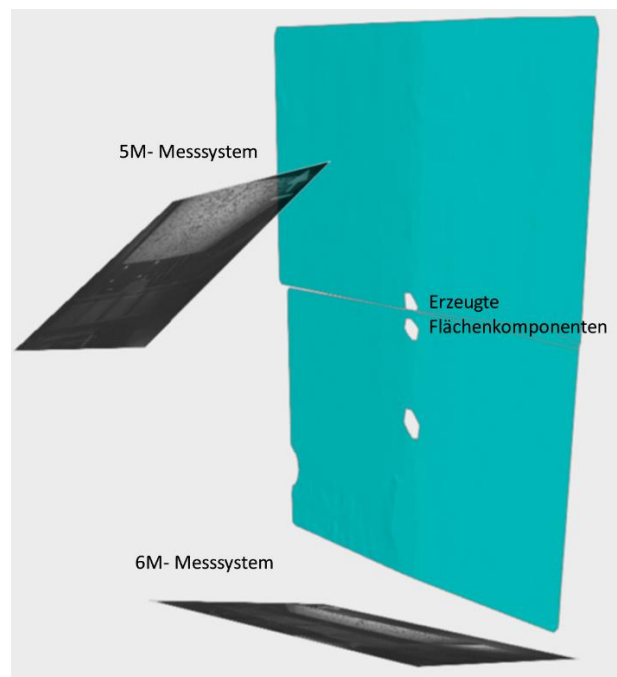


Abbildung 5-92: Erzeugte Flächenkomponenten mit ihren zugehörigen Messreihen.

5.5.4.6 Durchbiegung der Platte

Die Abbildung 5-93 zeigt die Referenzplatte (untere Fläche) zum Endzeitpunkt des 3-Punkt-Biegeversuchs, bei dem die maximale Durchbiegung der Stahlbetonplatte auftrat. Zusätzlich ist auf der rechten Seite der Verlauf der Durchbiegung (y-Achse in Millimeter) einzelner ausgewählter Punkte über die Versuchszeit (x-Achse in Sekunden) dargestellt. Da alle Platten in der Auswertesoftware im globalen Koordinatensystem so ausgerichtet wurden, dass die Z-Richtung orthogonal zur Plattenoberfläche liegt, beschreibt die Verschiebung der Platten in der Z-Richtung die Durchbiegung der Probekörper. Die maximale Durchbiegung beträgt 40,966 mm. Der Bereich mit der größten Durchbiegung ist erwartungsgemäß der mittlere Plattenstreifen, in den die Last aus der Z-Richtung eingeleitet wurde. Zu den beiden Plattenrändern hin parallel zur Lasteinleitung nimmt die Durchbiegung nahezu symmetrisch ab. Das Histogramm in der Legende des linken Bildes zeigt die Häufigkeitsverteilung der in der Platte auftretenden vertikalen Verformungen.

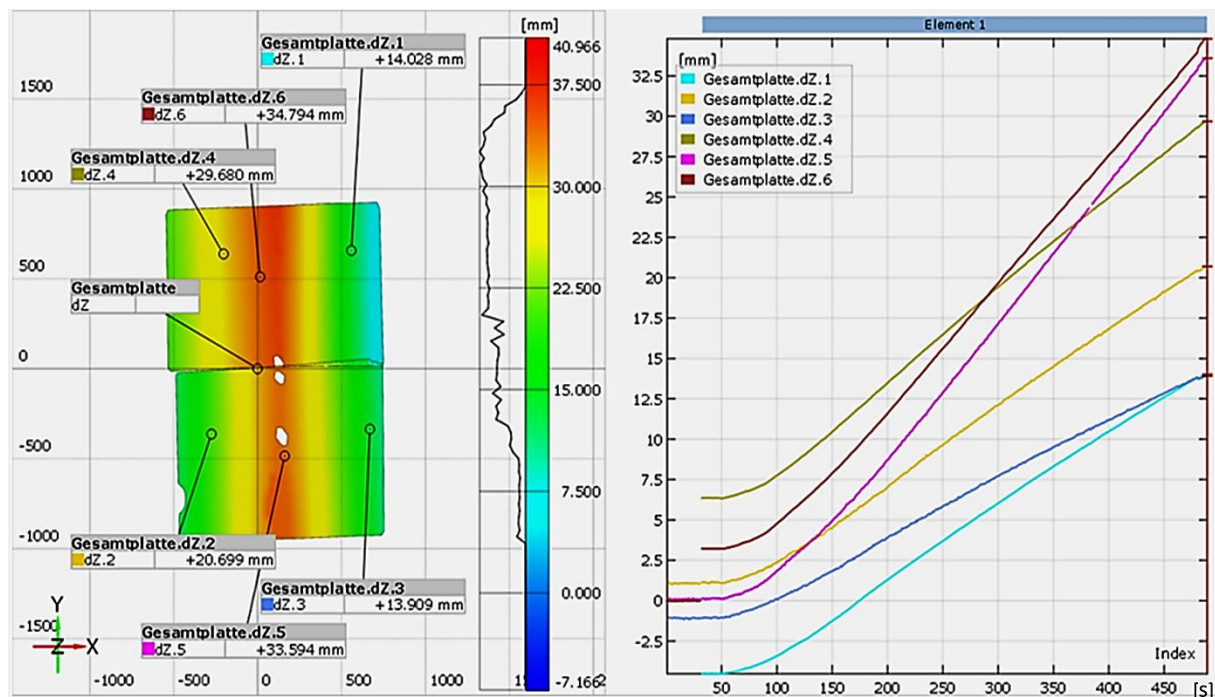


Abbildung 5-93: Max. Durchbiegung und Weg-Zeit-Diagramm für bestimmte Punkte.

5.5.4.7 Hauptformänderung / Rissbreiten

Die Hauptformänderung eignet sich am besten zur Darstellung und Analyse der im Probekörper entstandenen Risse, da Risse im Biegeversuch immer durch Materialdehnungen im dreidimensionalen Raum entstehen. Durch diese Art der Auswertung können die Stellen der Betonplatte, an denen sich im weiteren Versuchsverlauf Risse bilden werden, bereits erkannt werden, bevor die Risse mit bloßem Auge sichtbar werden. Abbildung 5-94 zeigt die maximale Hauptformänderung der Referenzplatte abgebildet in der 3D-Ansicht. Im unteren Bildbereich ist die farbliche Darstellung der Hauptformänderung mit der Kameraaufnahme zu diesem Zeitpunkt überlagert. Hier ist der zentrale Riss in der Platte gut zu erkennen. Ebenso ist der Bereich mit der größten Hauptformänderung zu sehen, die durch das System entlang des Risses dargestellt wird. Neben dem größten Riss sind weitere Risse nahezu symmetrisch in der Platte entstanden, die zum Rand hin immer kleiner werden. Die Abbildung 5-95 zeigt links die Hauptformänderung der Referenzplatte zum Endzeitpunkt des Versuchs. Zusätzlich wurden an einigen ausgewählten Rissen Distanzmessungen durchgeführt, die Aufschluss über die Größe der Rissöffnung geben. Die Öffnung der Risse (in Millimetern) über die Versuchszeit (in Sekunden) ist im Diagramm rechts dargestellt. Der deutlich sichtbare Riss in der Mitte der Platte ist mit einer Breite von 9,864 mm der größte Riss, der sich gebildet hat. Nach außen hin werden die Rissbreiten immer kleiner.

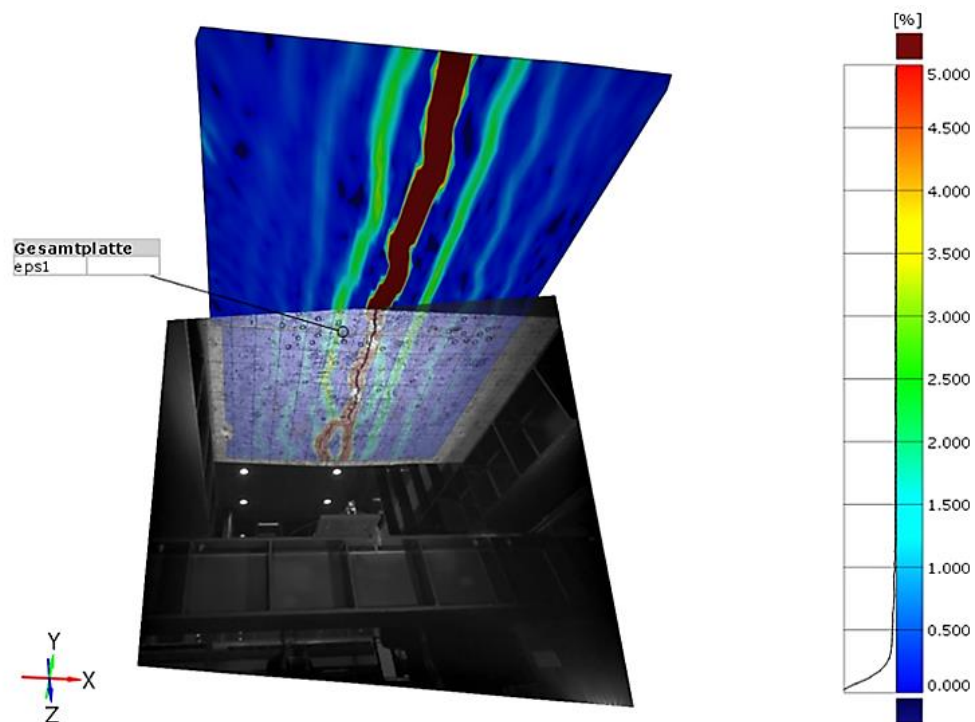


Abbildung 5-94: Max. Hauptformänderung der Referenzplatte.

Das Diagramm (Abbildung 5-95) zeigt, dass sich die Risse nach ca. 100 s gleichmäßig zu öffnen begannen. Dies kann damit erklärt werden, dass zu diesem Zeitpunkt der Beton aufgerissen und die Bewehrung aktiviert wurde. Für den größten Riss (Abstand 4) wird nachfolgend die Rissgeschwindigkeit ermittelt. Während sich die kleineren, seitlichen Risse zunächst bis zu ihrem Maximalwert öffneten und sich dann nicht mehr veränderten, öffnete sich der mittlere Riss bis zum Versuchsende weiter. Bei einer Rissbreite von 9,8 mm (Endrissbreite minus Hintergrundrauschen) und einer Rissöffnungszeit von 374 s ergibt sich eine mittlere Rissgeschwindigkeit von ca. 0,0262 mm/s. Wie aus dem Diagramm ersichtlich ist, öffnet sich der Riss zunächst langsamer und erst im weiteren Verlauf schneller (siehe Abbildung 5-95).

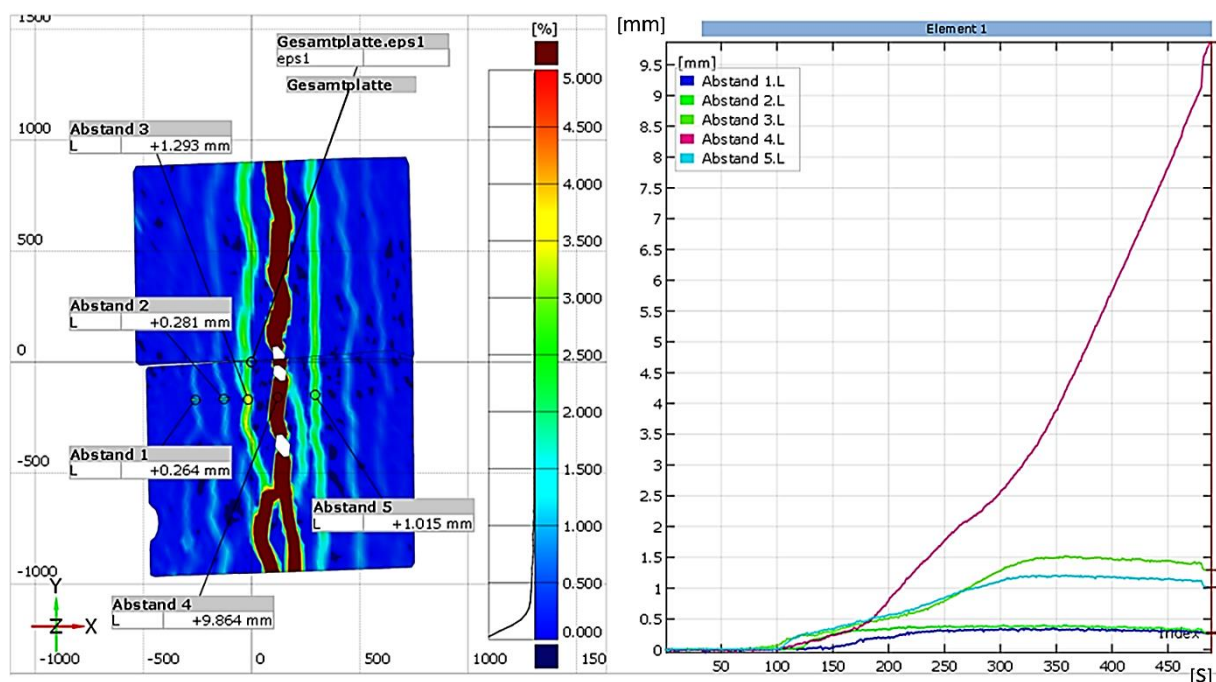


Abbildung 5-95: Max. Rissbreiten und Weg-Zeit-Diagramm ausgewählter Risse der Referenzplatte.

In Tabelle 5-8 sind die ermittelten Werte aller geprüften Probekörper dargestellt. Dies ermöglicht einen Vergleich der unterschiedlichen Plattentypen.

Tabelle 5-8: Ermittelte Werte aller Probekörper.

Plattenummer	Plattendicke [mm]	Ladungsmenge [g SEMTEX10]	Fasergehalt [Vol.-%]	Max. Durchbiegung [mm]	Größter Riss in [mm]	Rissgeschwindigkeit [mm/s]
S-20-0-1	200	-	-	40,966	9,864	0,0262
S-20-0-2	200	1000	-	32,32	9,67	0,0284
S-25-0-4	250	1000	-	28,372	8,625	0,0281
S-25-0-5	250	2000	-	30,190	11,622	0,0351
S-30-0-8	300	1000	-	24,042	8,044	0,0319
SF-30-0,5-2	300	1500	0,5	24,68	8,11	0,0391
SF-30-0,5-3	300	2000	0,5	22,624	9,835	0,0416
SF-30-1-2	300	1500	1,0	27,322	10,909	0,0373
SF-30-1-3	300	2000	1,0	25,525	10,170	0,0353
SF-30-2-2	300	1500	2,0	28,584	11,450	0,0322
SF-30-2-3	300	2000	2,0	28,598	13,354	0,0422
S+SF-25-5-0-2-2	300* ¹	1500	0-2	28,442	8,865	0,0320
S+D-25-5-0-x-2	250* ²	2000	0-x	32,097*	13,624	0,0358

*¹ zweischalige Platte bestehend aus 250 mm Stahlbeton und 50 mm Stahlfaserbeton.

*² zweischalige Platte, hier aber nur 3-Punkt-Biegeversuch mit 250 mm dicker Stahlbetonplatte ohne DUCON-Verstärkung.

Tabelle 5-9 zeigt die Anzahl der sichtbaren Risse an den geprüften Probekörpern.

Tabelle 5-9: Anzahl sichtbarer Risse pro Platte (GOM ARAMIS) [180].

Platten Nr.	800-20-0-3	800-20-0-4	801-25-0-9	801-25-0-10	802-30-0-6	804-30-05-2	804-30-05-4	805-30-1-1	805-30-1-3	806-30-2-2	806-30-2-3	807-25-5-0-2-4	801-25-0-2
Rissanzahl	9	5	2	5	6	5	5	5	4	3	5	5	7

Die Abbildung 5-96 zeigt die maximalen Durchbiegungen der einzelnen Probekörper im Vergleich zueinander.

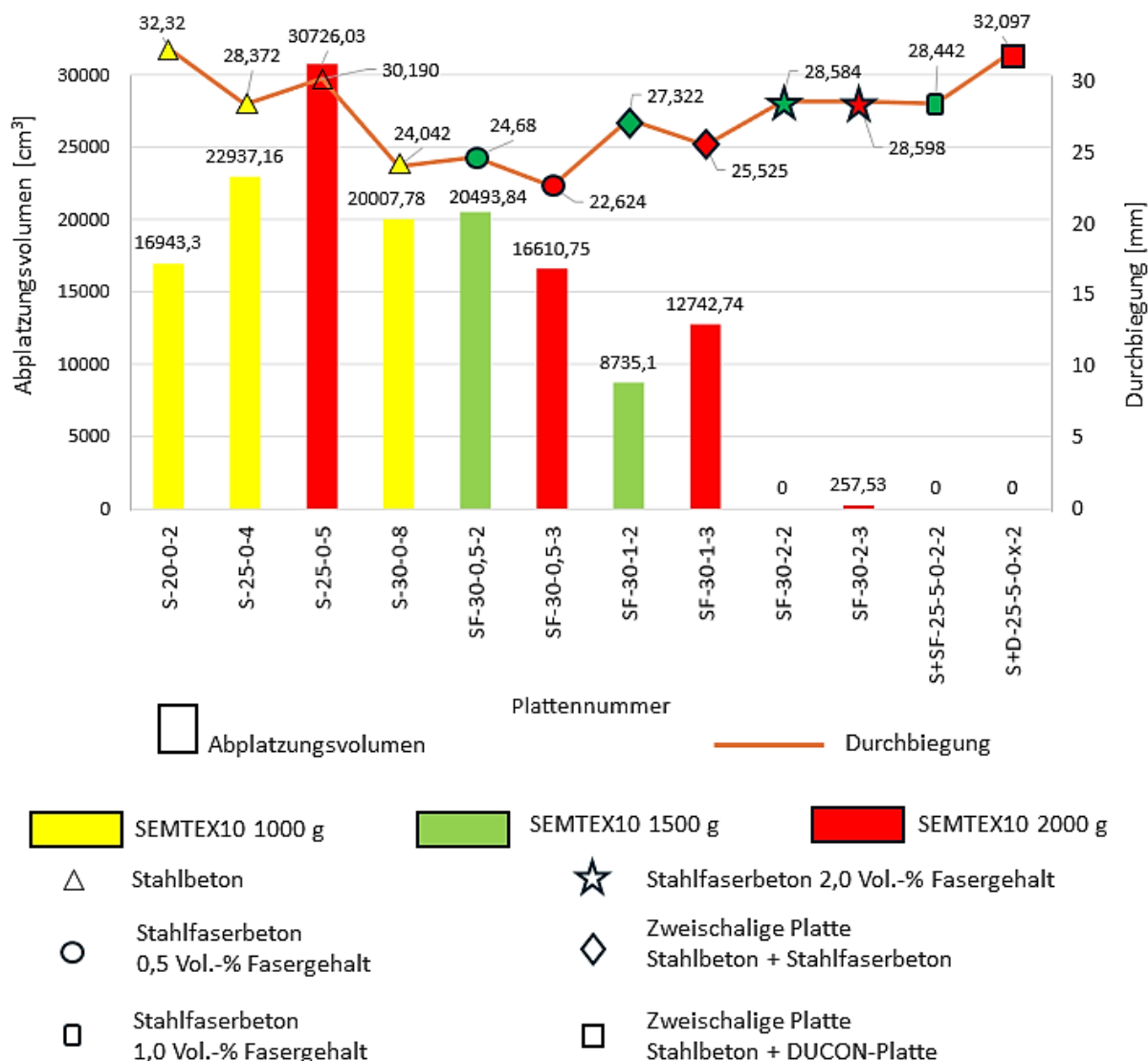


Abbildung 5-96: Diagramm der Plattendurchbiegungen.

Die größte Durchbiegung unter den vorgeschädigten Betonplatten wurde mit der Platte S+D-25-5-0-x-2, einem zweischaligen Plattensystem, das während der Kontaktdetonation mit einer

DUCON-Platte verstärkt wurde, erreicht. Aufgrund der starken inneren Schädigung im Betonquerschnitt öffnete sich im 3-Punkt-Biegeversuch der Riss mit der größten Rissbreite über alle Versuchskörper hinweg. Bei der Platte S-25-0-5, welche die gleichen Parameter wie die Platte S+D-25-5-0-x-2 aufweist, konzentrierte sich die Schädigung durch die Kontaktdetonation in der Plattenmitte, sodass der Plattenquerschnitt perforiert wurde. Im Vergleich dazu verteilte sich die Detonationsenergie der Platte S+D-25-5-0-x-2 innerhalb des Betonquerschnitts, da die auf der einwirkungsabgewandten Seite angebrachte DUCON-Schutzplatte ein Abplatzen des Betons verhinderte. Diese größere innere Schädigung führte im Biegeversuch zu einer größeren Rissbildung und damit zu einer größeren Durchbiegung der Platte.

Während bei den Stahlfaserbetonplatten mit zunehmendem Fasergehalt größere Rissbreiten möglich sind, werden die Rissbreiten bei den Stahlbetonplatten stärker durch die Vorbeschädigung der Platten beeinflusst. Der Vergleich der Daten verschiedener Platten bestätigt den Zusammenhang zwischen der maximalen Durchbiegung und der Rissbreite. Größere Risse in der Betonplatte führen zu einer größeren Durchbiegung.

In Abbildung 5-97 sind die Rissbreiten der Haupttrisse der einzelnen Probekörper in einem Diagramm gegenübergestellt.

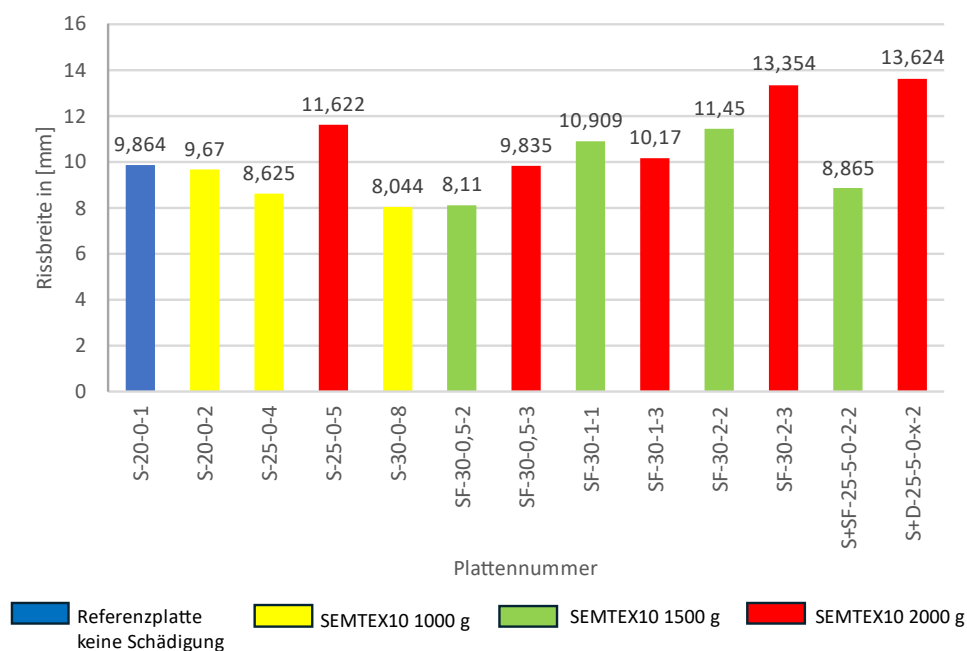


Abbildung 5-97: Festgestellte Rissbreiten der Stahlbetonplatten.

Für die Stahlbetonplatten können aus den Daten zwei Schlussfolgerungen gezogen werden. Zum einen, dass die Plattendicke und die verwendete Ladungsmenge bei der Kontaktdetonation den größten Einfluss auf die Vorschädigung der Platten haben. Und zum anderen, dass größere Schädigungen durch die Detonation (aufgrund des hohen Steifigkeitsverlustes) zu einer größeren maximalen Durchbiegung der Probekörper im 3-

Punkt-Biegeversuch führen als kleinere Schädigungen. Stahlfaserbetonplatten hingegen weisen aufgrund der zugeführten Fasern nach der Detonation eine geringere Schädigung auf. Aufgrund der erhöhten aufnehmbaren Zugkraft im Beton durch die Stahlfasern können sich trotz der geringeren Schädigung der Plattenquerschnitte tendenziell größere Risse als bei den Stahlfaserbetonplatten öffnen, sodass gleich große Durchbiegungen möglich sind.

In Abbildung 5-98 ist schematisch dargestellt, wo sich der erste Riss an den Probekörpern geöffnet hat. Bei allen geprüften Betonplatten liegt dieser Riss nahezu in Plattenmitte parallel zur aufgetragenen Linienlast und damit im Bereich der maximalen Zugkräfte aus dem Biegemoment. Je nach Vorschädigung der Platten entwickelte sich die Risszone entlang der Schwachstellen im Betonkörper. Dieses Verhalten ist insbesondere bei den beiden zweischaligen Platten S+SF-25-5-0-2-2 und S+D-25-5-0-x-2 zu beobachten. Der Vergleich mit den Originalbildern der Platten in Anhang A.5.4 zeigt deutlich eine Überlagerung der Vorschädigung durch die Sprengung mit dem Rissverhalten während des 3-Punkt-Biegeversuchs. Bei der Platte SF-30-2-2 führen die starken inneren Schädigungen zu einem veränderten Rissbereich im Vergleich zu den Stahlbetonplatten.

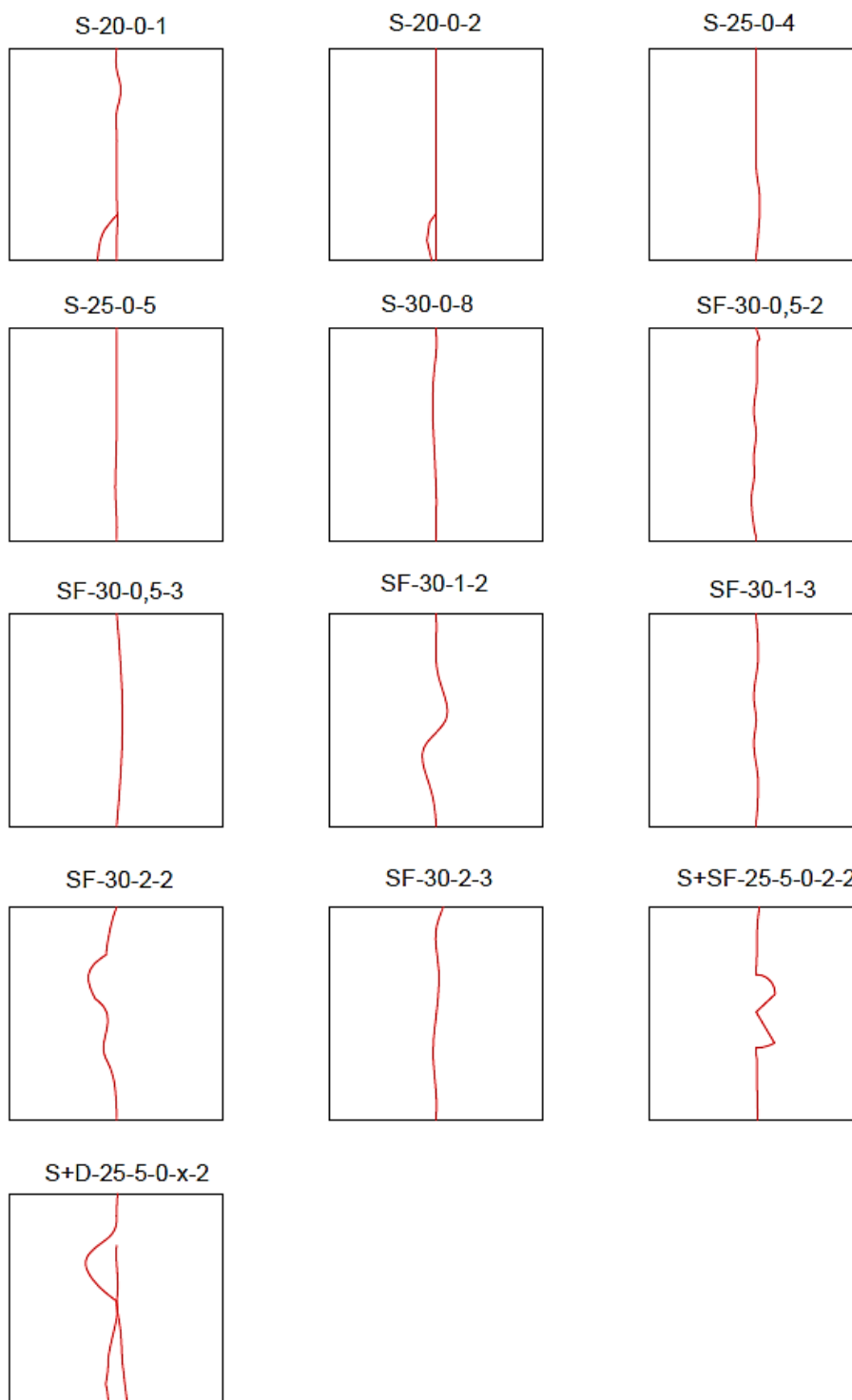


Abbildung 5-98: Schematische Darstellung des ersten aufgetretenen Risses.

5.5.5 Zusammenfassung der Ergebnisse 3-Punkt-Biegeversuche

Die Versuchsergebnisse aller Probekörper zeigen, dass ein vorab größer dimensionierter Querschnitt, die Zugabe von Stahlfasern sowie die nachträgliche Verstärkung mit Stahlfaserbeton oder DUCON auch nach einer Auflast von bis zu 2 kg SEMTEX10 eine höhere Tragfähigkeit aufweisen als eine unbeschädigte Referenzplatte von 20 cm Dicke. Die

Ergebnisse zeigen deutlich die positiven Eigenschaften von Stahlfaserbeton. Welche Plattenkonfiguration im Einzelfall am besten geeignet ist, sollte jedoch je nach Ausgangsszenario abgewogen werden. Positive Einflüsse auf die statische Resttragfähigkeit können für alle hier untersuchten Parameter festgestellt werden. Da es sich bei den durchgeführten Versuchen um Laborversuche handelt, sind die Ergebnisse entsprechend genau. Es zeigt sich aber auch unter Laborbedingungen, dass die Herstellung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton mit gewissen Schwierigkeiten verbunden ist, die es noch genauer zu beobachten bzw. zu vermeiden gilt. Gegebenenfalls könnten weitere Herstellungsverfahren und deren Leistungsspektrum für Stahlfaserbeton untersucht werden. Die beschriebenen Einflussfaktoren zur Bestimmung der im Einzelfall am besten geeigneten Plattenkonfigurationen verdeutlichen den zukünftigen Entwicklungsbedarf im Bereich der Herstellungsverfahren insbesondere von Stahlfaserbetonbauteilen. Dennoch konnte mit den dargestellten Messergebnissen die besondere Eignung von Stahlfaserbeton für sicherheitsrelevante Bauteile aufgezeigt werden. Der Vergleich der Ergebnisse der in diesem Kapitel beschriebenen Versuchsergebnisse bestätigt die Eignung von Stahlfaserbetonplatten mit 2 Vol.-% Fasergehalt als beste Schutzkonstruktion gegen Kontaktdetonation.

In Tabelle 5-10 sind die prozentualen Laststeigerungen (Resttragfähigkeiten) der angesprengten Platten in Abhängigkeit von Plattenart, Plattendicke, Fasergehalt und Belastungsmenge dargestellt.

Tabelle 5-10: Übersicht Prozentuale Zunahme der Resttragfähigkeit (3PB) der gesprengten Platten.

Plattenart / Plattenummer	Bauteildicke	Fasergehalt	Ladungsmenge	Bruchlast (3PB)	Laststeigerung
	[cm]	[Vol.-%]	[g Semtex10]	[kN]	[%]
Stahlbetonplatte					
S-20-0-2	20	0	1000	252,25	
S-25-0-5	25	0	1000	421,77	167
S-30-0-8	30	0	1000	562,59	223
Stahlfaserbetonplatte					
SF-30-0,5-2	30	0,5	1500	527,83	
SF-30-1-2	30	1	1500	610,47	116
SF-30-2-2	30	2	1500	789,46	150

5.6 Entwicklung eines Ingenieurmodells zur numerischen Beurteilung der statischen Resttragfähigkeit

5.6.1 Bestehendes Ingenieurmodell von Fuchs zur Beurteilung der Schädigung angesprengter Stahlbetonplatten

Für die Beurteilung der Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischen Einwirkungen ist eine quantitative Abschätzung der Bauwerksschädigung von entscheidender Bedeutung. Bei der Beurteilung von Schäden infolge von Detonations- oder Anpralllasten ist zwischen der Beanspruchungsseite (Lastseite) und der einwirkungsabgewandten Seite (Schutzseite) des Stahlbetonbauteils zu unterscheiden. Neben den visuell erkennbaren Schäden (Krater, Abplatzungen) konnte Fuchs 2008 [2] anhand von zerstörungsfreien Untersuchungen an angesprengten Stahlbetonplatten zeigen, dass im Bereich der Krater optisch nicht erkennbare, aber massive Betongefügeschäden auftreten. Die Untersuchungen zeigten, dass die Schädigung erwartungsgemäß mit zunehmendem Abstand von der Detonation abnimmt, wobei sowohl die Abnahme des E-Moduls als auch der Druckfestigkeit über die Abplatzgrenze hinausgeht (Abbildung 5-99). Im Hinblick auf das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton empfiehlt Fuchs auch im Bereich des Abplatzungskraters (Schutzseite der Platte) eine Reduzierung vorzunehmen.

Die Bewehrung im Krater wird durch die Abplatzungen vollständig freigelegt. Insbesondere auf der lastabgewandten Seite der Platte treten neben den sichtbaren Schäden verschiedene makroskopische Risse auf, die sich entlang der eingelegten Bewehrung konzentrieren [3].

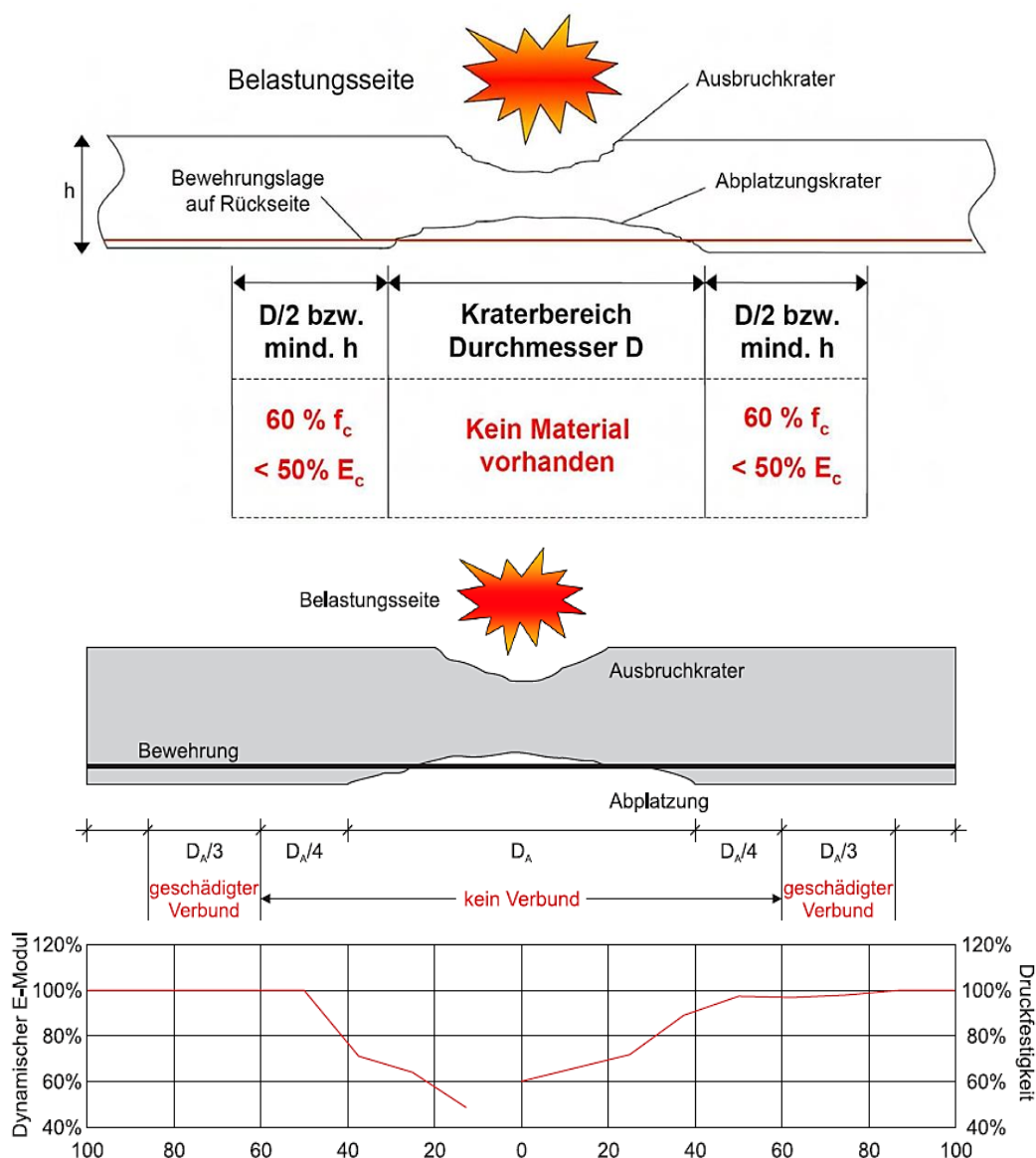


Abbildung 5-99: Beurteilung der Schädigung von Stahlbetonplatten nach Kontakt detonation in Anlehnung an Fuchs [2], [8].

Dementsprechend vergrößert Fuchs in seinem Ingenieurmodell den Bereich von $D/4$ auf beiden Seiten des Abplatzungskraters, in dem keine Kräfte zwischen Beton und Bewehrung übertragen werden können. Anschließend wird ein Bereich mit einer Ausdehnung von $D/3$ vorgeschlagen, in welchem ein gestörter Verbund vorliegt. Die tatsächliche Abnahme der Verbundfestigkeit bzw. -steifigkeit wird nicht näher quantifiziert. Dies wurde von Wensauer experimentell mit Push-In-Versuchen an einer Stahlbetonplatte überprüft und validiert (siehe Abbildung 5-100).

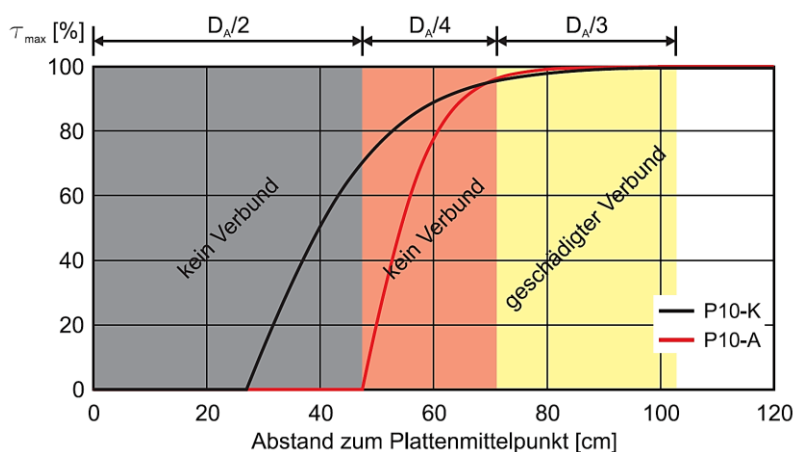


Abbildung 5-100: Vergleich der Schaden der Platte P10 mit den Ergebnissen von Fuchs.

5.6.2 Ermittlung der inneren Schadensbereiche der angespannten Platten mit dem Ingenieurmodell von Fuchs

Für die numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit von angespannten Betonplatten ist die Erfassung der Vorschädigung unerlässlich. Dabei kommt der Auswahl geeigneter Materialmodelle und der Anwendung geeigneter Ingenieurmodelle große Bedeutung zu. In jedem Fall bilden die experimentell gewonnenen Schädigungskennnisse die Grundlage für die Durchführung der numerischen Simulation der angespannten Platten sowie für die Bewertung der Ergebnisse. Im Folgenden werden die inneren Schädigungszonen der Platten auf der Grundlage des Ingenieurmodells nach Fuchs berechnet. Mit den im Ingenieurmodell von Fuchs vorgeschlagenen Ansätzen wurden die Schädigungszonen von zwei Stahlbetonplatten S-20-0-2 und S-30-0-8 berechnet und grafisch dargestellt (siehe Abbildung 5-101). Nach dem Ingenieurmodell von Fuchs beträgt die geschädigte Verbundfläche der Platte ein Drittel des Kraterdurchmessers auf der Schutzseite, während der Rest der Fläche intakt sein soll. Dieser Ansatz konnte bei dieser Stahlbetonplatte nicht angewandt werden, da die gesamte Plattenoberfläche (Last und Schutzseite) von Rissen bedeckt (durchzogen) war und die Platte somit nicht intakt sein konnte (siehe Abbildung 5-3). Bei allen Platten wurden solche Risse in der Oberfläche und Abplatzungen an den Rändern festgestellt. Auch die ZfP-Messungen und die Betondruckfestigkeitswerte von Bohrkernen, die aus verschiedenen Plattenbereichen entnommen und untersucht wurden, weisen eindeutig auf eine Schädigung der Plattenstruktur hin.

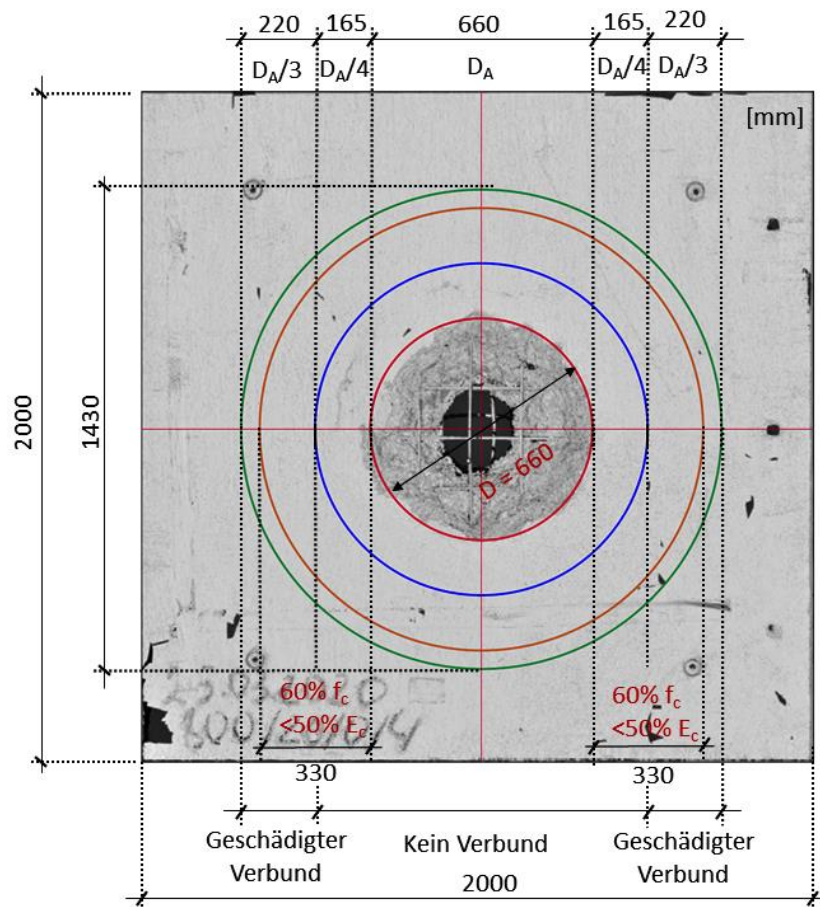


Abbildung 5-101: Vorgeschlagene Ansätze des Ingenieurmodells von Fuchs für die angesprengten Stahlbetonplatten S-20-0-2.

Als nächste Platte wurde S-30-0-8 mit den im Ingenieurmodell von Fuchs vorgeschlagenen Ansätzen berechnet und grafisch dargestellt (siehe Abbildung 5-102). Wie in der Abbildung 5-102 zu sehen ist, erstreckt sich die nach dem Ingenieurmodell berechnete gestörte Verbundzone über die Platte hinaus. Die Bewehrung im Krater ist nur teilweise freigelegt. Wie in diesem Fall vorzugehen ist, geht aus dem Ingenieurmodell nicht hervor. Im nächsten Schritt wurden die Bereiche untersucht, in denen nach dem Ingenieurmodell von Fuchs kein oder ein gestörter Verbund zwischen Beton und Bewehrung vorliegt. Dies zeigen die Querschnitte der Platten nach ZP (siehe Anlage A.5).

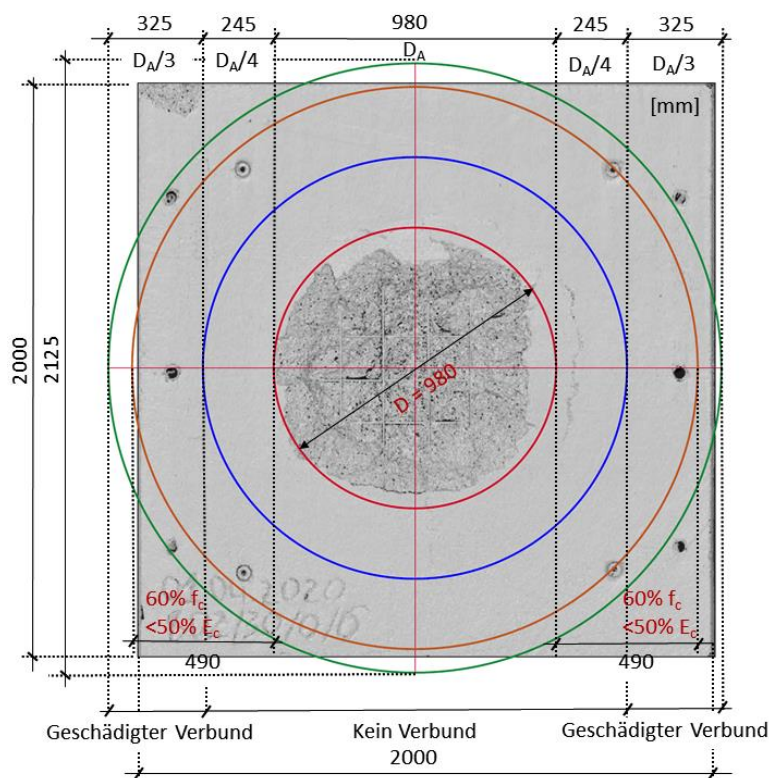


Abbildung 5-102: Vorgeschlagene Ansätze des Ingenieurmodells von Fuchs für die angesprengten Stahlbetonplatten S-30-0-8.

Es ist zu erkennen, dass die Abmessungen der Zonen mit Verbundschäden von Platte zu Platte stark variieren. Daher kann das Ingenieurmodell von Fuchs nicht eindeutig verwendet werden. Es ist zu beachten, dass einige der Randbedingungen nicht mit den Randbedingungen der im Ingenieurmodell von Fuchs untersuchten Platten übereinstimmen:

- Die in diesem Projekt untersuchten Stahlbetonplatten wurden einachsig biegesteif eingespannt und unter Kontaktdetonation geprüft. Im Ingenieurmodell von Fuchs wurden die Platten zweiachsig gelagert und angesprengt (vierseitige Linienauflager).
- Art und Menge der eingesetzten Sprengstoffe sind unterschiedlich (in diesem Projekt SEMTEX10 und im Ingenieurmodell Fuchs PETN).
- Für die Entwicklung des Ingenieurmodells von Fuchs (Fuchs [2], Wensauer [8]) wurden ausschließlich Analysedaten von angesprengten Stahlbetonplatten verwendet. Eine Anwendung des Ingenieurmodells auf angesprengten Stahlfaserbetonplatten oder zweischalige Stahlbetonplatten ist daher ohne vorherige Validierung nicht möglich.
- Wie in Abbildung 5-9 dargestellt, wurden bei der visuellen Inspektion der angesprengten Platten drei verschiedene Schädenskategorien identifiziert:
 - Perforierte Platte,
 - Schäden in Form von Abplatzungen in der Bewehrungsebene auf beiden Seiten (Last- und Schutzseite) der Platte (Bewehrung nicht vollständig freigelegt),

- Platte mit Abplatzungen auf der Lastseite und Oberflächenrisen auf der Schutzseite (keine Abplatzungskrater vorhanden).

Inwieweit das Ingenieurmodell von Fuchs für die oben dargestellten Abweichungen anwendbar ist, kann nicht beurteilt werden. Die Eignung des Modells für unterschiedliche Randbedingungen (siehe Abbildung 1-1), Sprengstoffe, Stahlfaser- und zweischalige Platten muss genauer untersucht werden.

5.6.3 Entwicklung eines neuen Ingenieurmodells zur numerischen Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit

Wie zuvor beschrieben, sind die Ansätze des Ingenieurmodells von Fuchs zur Ermittlung der Schädigungszonen von angesprengten Platten nicht anwendbar. Es ist daher erforderlich, ein neues Ingenieurmodell zu entwickeln, das eine realitätsnahe und eindeutige Abstufung der Schädigungszonen der Platten ermöglicht. Als Grundlage für die Entwicklung des neuen Ingenieurmodells wurden die Ergebnisse der ZfP und ZP herangezogen. Eine wichtige Rolle spielten dabei die zahlreichen zerstörenden Prüfungen, die nach folgendem Konzept durchgeführt wurden. Es wurden Bohrkerne aus den untersuchten Platten von kraternahen und kraterfernen Bereichen entnommen und deren statische Materialkennwerte experimentell bestimmt. Die Entnahmestellen der Bohrkerne wurden unter Berücksichtigung der Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen so gewählt, dass sie möglichst frei von Bewehrung waren und keine größeren Schäden (Oberflächen- und Innenrisse) aufwiesen. Da für die Untersuchungen mindestens zwei identische Platten des jeweiligen Plattentyps ausgewählt wurden, wurden die Bohrkerne aus den mit ZP zu untersuchenden Platten entnommen (Abbildung 5-103).

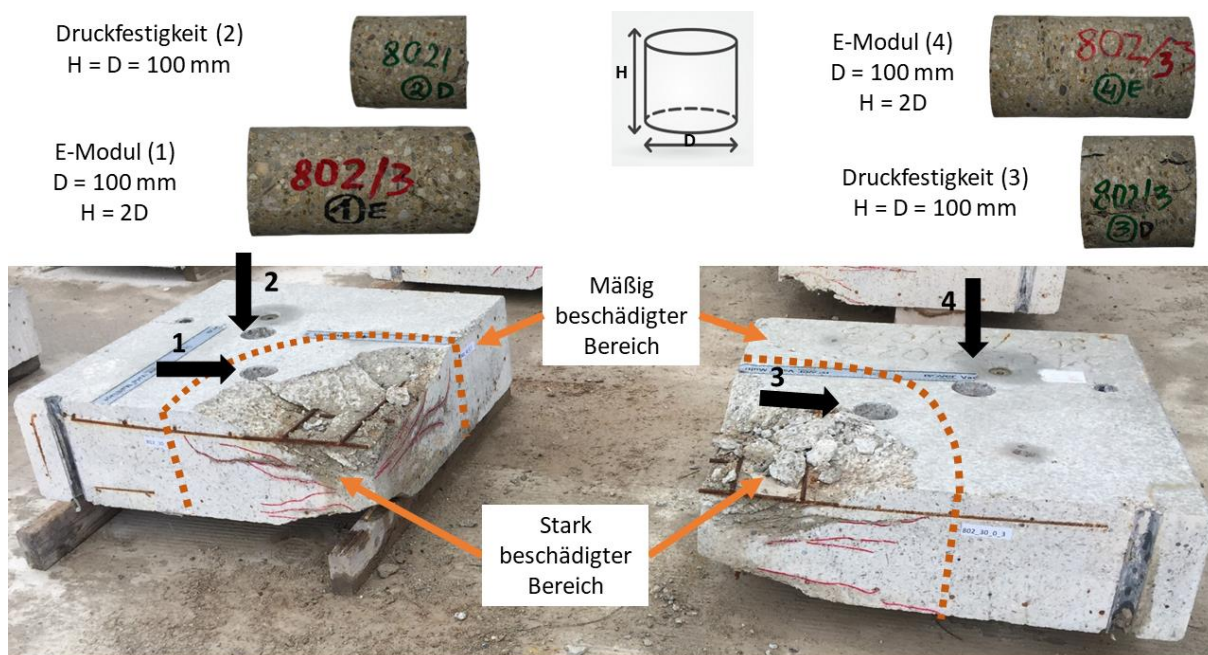


Abbildung 5-103: Entnahmestellen der Kernbohrungen (Platte S-30-0-7).

Zusätzlich wurden für jeden Plattentyp sechs Betonwürfel (150 x 150 x 150 mm) und drei Zylinderproben (D/H= 150/300 mm) während der Plattenherstellung hergestellt. Von jedem Plattentyp wurden drei Betonproben vor der Detonation und die letzten drei am Tag der Durchführung der 3-Punkt-Biegeversuche auf Druckfestigkeit geprüft [181], [182]. Diese experimentell ermittelten Kennwerte wurden als Eingangsparameter für die Entwicklung des neuen Ingenieurmodells der geschädigten Plattenbereiche zur Beschreibung des Betons verwendet. Tabelle 5-11 zeigt die Materialkennwerte der Betonproben, die aus den angesprengten Platten und während der Plattenherstellung entnommen wurden. Die angegebenen Werte sind Mittelwerte, welche aus drei Proben berechnet wurden und in Abbildung 5-104, Abbildung 5-105 dargestellt sind.

Tabelle 5-11: Statische Materialkennwerte von Betonproben der angesprengten Platten.

Statische Materialkennwerte										
Nr.:	Plattennummer	Ladungs- menge [g Semtex10]	Ungeschädigte Platten			Angesprengte Platte				
			Druckfestigkeit	Zugfestigkeit	E-Modul	Mäßig geschädigter Bereich		Stark geschädigter Bereich		
						Druckfestigkeit	E-Modul	Druckfestigkeit	E-Modul	
			[N/mm ²]			[N/mm ²]		[N/mm ²]		
1	S-20-0-1		52,78	2,9	31304					
2	S-20-0-2	1000	63,05							
3	S-20-0-3	1000	53,28			44,75	20800	22	*	
4	S-25-0-4	1000	58,41							
5	S-25-0-5	2000	60,23							
6	S-25-0-6	2000	58,76			34,8	19100	18,11	11200	
7	S-30-0-7	1000	58,1							
8	S-30-0-8	1000	57,82			50,92	28400	39,54	22500	
9	SF-30-0,5-1	1500	50,15	2,95	32503					
10	SF-30-0,5-2	1500	49,42			46,4	29500	36,1	22600	
11	SF-30-0,5-3	2000	59,87			48,6	28900	38,3	23100	
12	SF-30-0,5-4	2000	54,07							
13	SF-30-1-1	1500	38,38	4,05	31157					
14	SF-30-1-2	1500	57,1			41,45	25100	30,27	22500	
15	SF-30-1-3	2000	50,27							
16	SF-30-1-4	2000	58,99			41,4	27900	39,2	21600	
17	SF-30-2-1	1500	49,86	4,2	30029					
18	SF-30-2-2	1500	47,37			40,7	26800	34,3	22300	
19	SF-30-2-3	2000	54,99							
20	SF-30-2-4	2000	53,57			46,7	27500	38,4	21800	
21	S+SF-25-5-0-2-1	1500	44,23	2,9/4,2	31304/30029	40,24/39,87	24700/28500	27,33/35,03	1890/22300	
22	S+SF-25-5-0-2-2	1500	47,71							
23	S+D-25-5-0-x-1	2000	59,38	2,9/x	31304/x	50,1	26500	36,7/x	20500/x	
24	S+D-25-5-0-x-2	2000	58,53							

* Es konnten keine geeigneten Bohrkerne (H = 2D) entnommen werden.

Abbildung 5-104 zeigt die experimentell bestimmten Betondruckfestigkeiten der Bohrkerne der angesprengten Platten. Für jede Platte sind drei Werte angegeben: die Betondruckfestigkeit der ungeschädigten Betonplatte (Probeentnahme bei der Herstellung) sowie die Betondruckfestigkeiten der Bohrkerne aus dem kraternahen und dem kraterfernen Bereich derselben Platte nach der Kontaktdetonation.

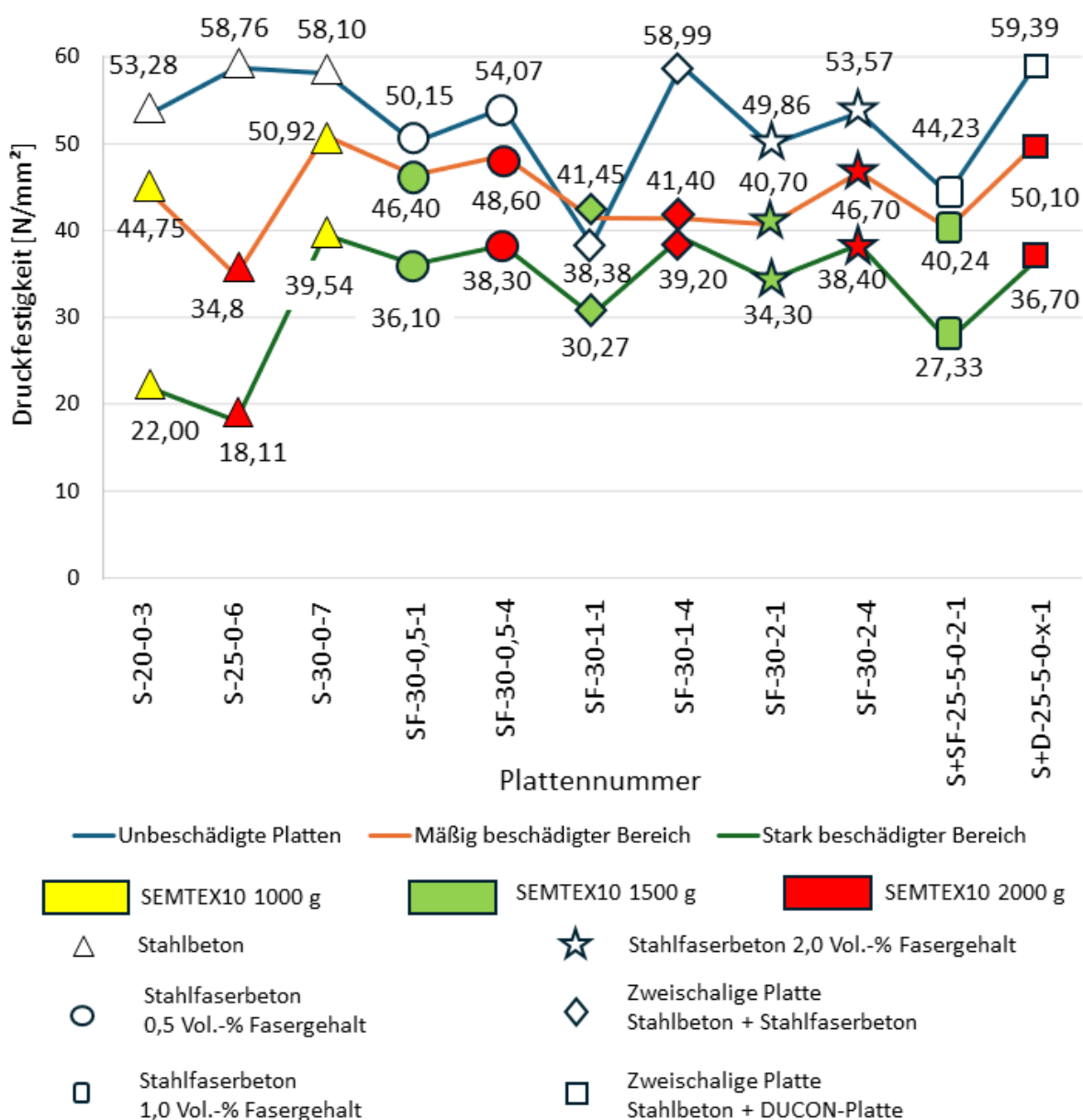


Abbildung 5-104: Grafische Darstellung der experimentellen Betondruckfestigkeiten der entnommenen Bohrkern der angesprengten Platten.

Abbildung 5-105 zeigt die experimentell bestimmten E-Module der Bohrkern der angesprengten Platten. Für jede Platte sind drei Werte angegeben: der E-Modul der ungeschädigten Betonplatte (Probeentnahme bei der Herstellung) sowie die E-Module der Bohrkern aus dem kraternahen und dem kraterfernen Bereich derselben Platte nach der Kontaktdetonation.

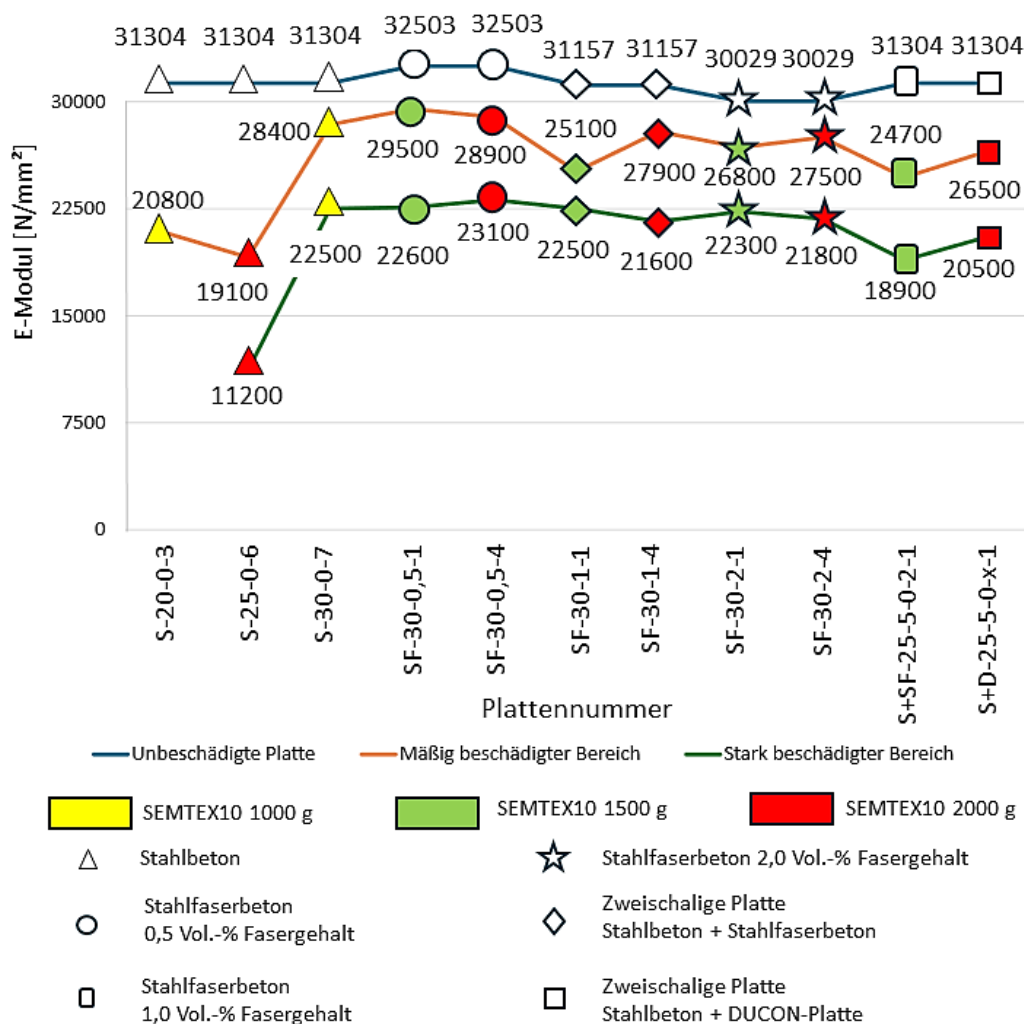


Abbildung 5-105: Grafische Darstellung des experimentellen Elastizitätsmoduls der Bohrkern aus den angespannten Platten.

Wie die Versuchswerte zeigen, unterscheiden sich die Materialkennwerte der Betonproben deutlich zwischen dem kraternahen und dem kraterfernen Bereich. Die ZP-Ergebnisse der Plattenquerschnitte bestätigen dies zusätzlich, da im kraternahen Bereich die Betongefügeschäden (Risszone) deutlich sichtbar sind und die Materialkennwerte erwartungsgemäß und logischerweise niedriger liegen.

Aus diesem Grund wurde die geschädigte Platte in drei Bereiche unterteilt: Einen mäßig geschädigten Bereich, einen stark geschädigten Bereich und einen Bereich, in dem die Betonstruktur vollständig zerstört ist. Der dritte Bereich entspricht der Bruchzone im unmittelbaren Anspannungsbereich (Abbildung 5-106).



Abbildung 5-106: Bohrkernbilder aus dem unmittelbaren Ansprengbereich (aufgelöstes Betongefüge)

Der stark geschädigte Bereich befindet sich um den Krater und entspricht geometrisch und volumetrisch der Risszone. Der mäßig geschädigte Bereich ist der verbleibende Plattenquerschnitt. Dieser Bereich wird von intakten Bauteilbereichen begrenzt, in denen die durchgehenden Haarrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 1 mm an der Plattenoberfläche enden. In diesem Plattenbereich befinden sich zahlreiche lokale Betongefügeschäden, in denen das Betongefüge durch Mikrorisse geschädigt ist (Abbildung 5-107).

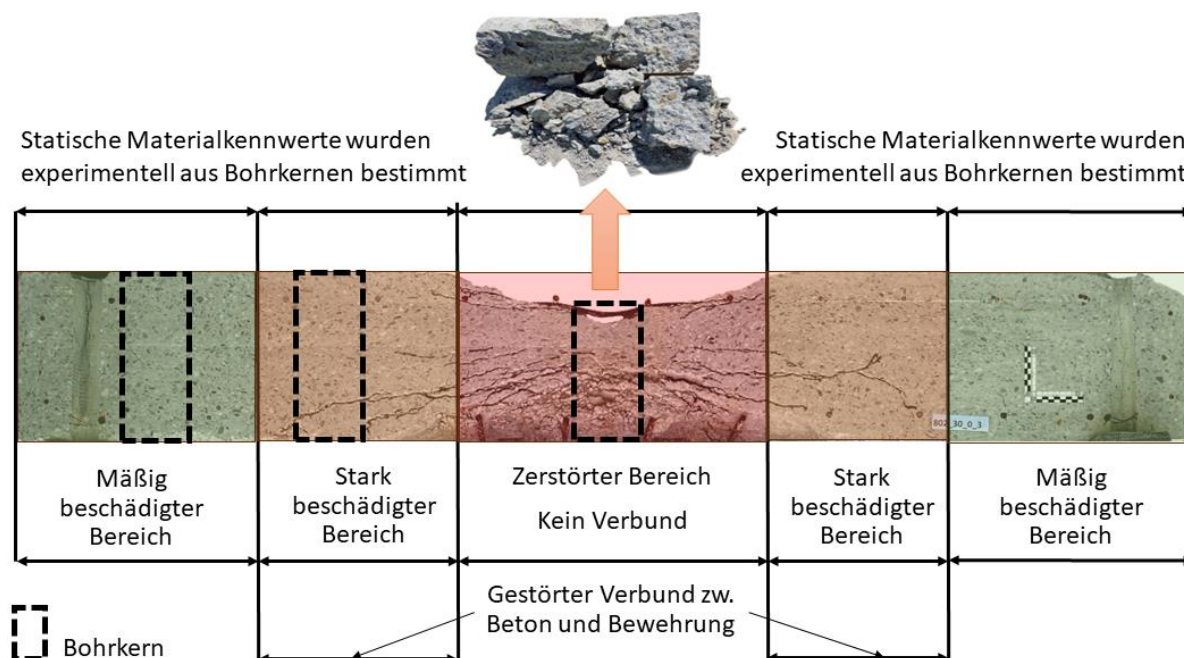


Abbildung 5-107: Darstellung der geschädigten Plattenbereiche nach Kontaktdetonation.

Je nach Bauteilgröße, Materialeigenschaften und Sprengstoffmenge kann die Anzahl der definierten Schadensbereiche variieren, d. h. nach dem mäßig geschädigten Bereich ist noch ein intakter Bauteilbereich vorhanden. In Abbildung 5-107 ist der intakte Bereich nicht

dargestellt, da die in dieser Forschungsarbeit untersuchten Platten diesen nicht aufwiesen (siehe Kapitel 5.2).

Nach der experimentellen Bestimmung der statischen Materialkennwerte der Bohrkerne (Beton, Stahlfaserbeton, Tabelle 5-11) und den Ergebnissen der zerstörungsfreien Prüfung wurde ein neues Ingenieurmodell entwickelt, mit dem die Schädigungszonen und die Änderungen der Materialkennwerte der angespannten Platten definiert wurden, um die FEM-Simulation der statischen Resttragfähigkeit der Platten durchzuführen. Im Folgenden (siehe Abbildung 5-108) wird das neu entwickelte Ingenieurmodell für den Regelfall dargestellt und näher erläutert.

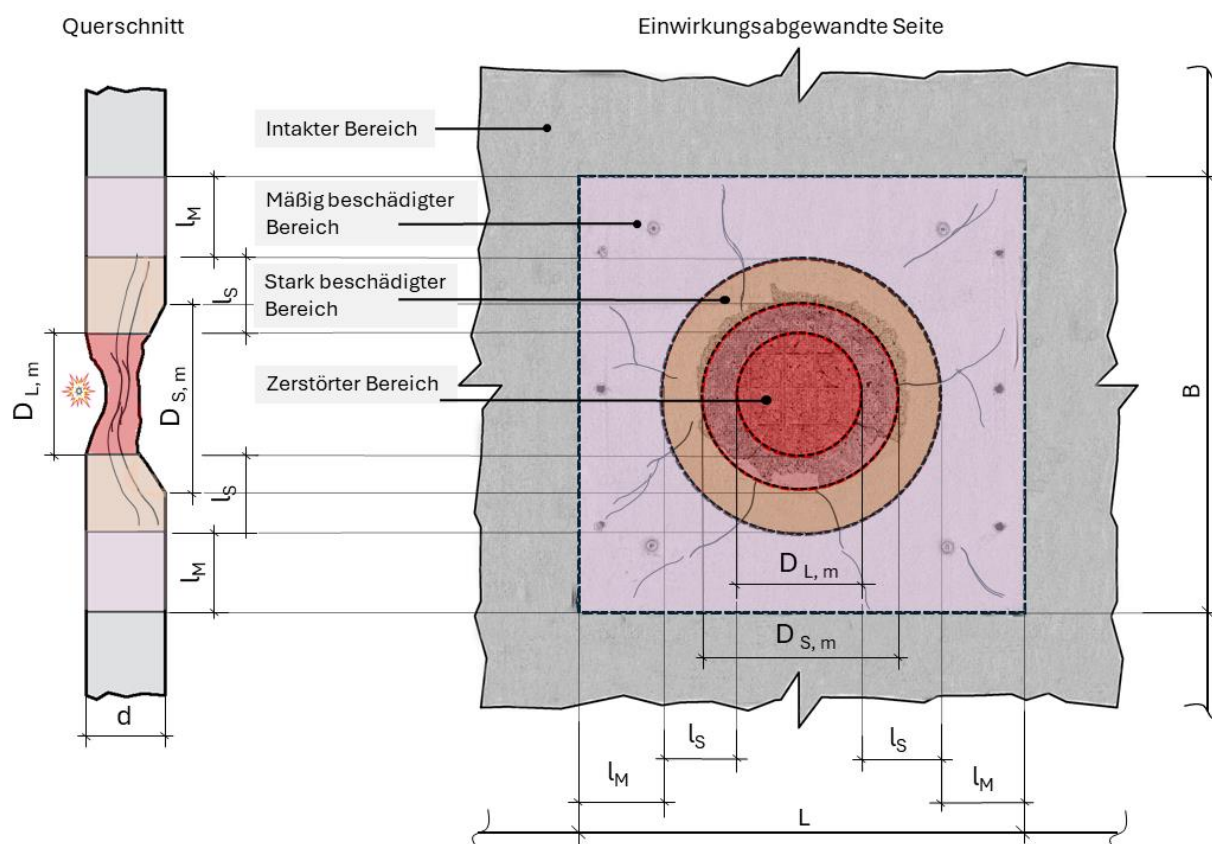


Abbildung 5-108: Ingenieurmodell zur numerischen Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit von angespannten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten.

Wie bereits erwähnt, ist die Schädigung durch eine Kontaktdetonation lokal auf das betroffene Bauteil begrenzt, wenn keine Mehrfachreflexionen durch mehrere Detonationen auftreten. Zur Abgrenzung dieser lokalen Schädigungszone sind die bereits bei der visuellen Untersuchung der angespannten Platten gewonnenen Erkenntnisse hilfreich. Bei Stahlbetonbauteilen wird die gesamte Schädigungszone durch überdeckte Oberflächenrisse (in der Regel Haarrisse mit Rissbreiten von 0,1 bis 1 mm) an der Bauteiloberfläche ($L \times B$ m Flächenbegrenzung) bestimmt. Die Vorgehensweise und die Abstufung der Schädigungszonen (intakt, mäßig geschädigt, stark geschädigt und der Bereich ohne Verbund) von Stahlbeton-

und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Einwirkung ist in Tabelle 5-12 dargestellt.

Tabelle 5-12: Vorgehensweise und Abstufung der Schadensbereiche des Ingenieurmodells.

1	Bestimmung des mittleren Durchmessers des Kraters auf der Lastseite des Bauteils ($D_{L,m}$)									
2	Bestimmung des mittleren Durchmessers des Kraters auf der Schutzseite des Bauteils ($D_{S,m}$)									
3	Abgrenzung der rissbehafteten Bauteiloberfläche L x B									
4	Abstufung der Schadensbereiche der angesprengten Betonbauteile									
	Plattenart	Stahlbeton			Stahlfaserbeton			zweischalige Bauteile		
	Schadenskategorie	I	II	III	I	II	III	I	II	III
	Zerstörter Bereich	$D_{L,m}$			$D_{L,m}$			$D_{L,m}$		
	Stark beschäd. Bereich	$l_S = 0,5 * D_{S,m}$ bzw. <i>mind. d</i>			$l_S = 0,5 * D_{S,m}$ bzw. <i>mind. d</i>			$l_S = 0,5 * D_{S,m}$ bzw. <i>mind. d</i>		
	Mäßig beschäd. Bereich	$l_M = L; B - (D_{S,m} - D_{L,m}) / 2$			$l_M = L; B - (D_{S,m} - D_{L,m}) / 2$			$l_M = L; B - (D_{S,m} - D_{L,m}) / 2$		
5	Abstufung der Materialkennwerte der angesprengten Betonbauteile									
	Zerstörter Bereich	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	0 ; 0	
	Stark beschäd. Bereich	$0,35 f_{ck} ; 0,35 E_c$	$0,60 f_{ck} ; 0,60 E_c$	$0,60 f_{ck} ; 0,60 E_c$	$0,70 f_{ck} ; 0,70 E_c$	$0,70 f_{ck} ; 0,70 E_c$	$0,45 f_{ck} ; 0,45 E_c$	$0,65 f_{ck} ; 0,65 E_c$	$0,65 f_{ck} ; 0,65 E_c$	
	Mäßig beschäd. Bereich	$0,60 f_{ck} ; 0,60 E_c$	$0,75 f_{ck} ; 0,75 E_c$	$0,75 f_{ck} ; 0,75 E_c$	$0,90 f_{ck} ; 0,90 E_c$	$0,90 f_{ck} ; 0,90 E_c$	$0,65 f_{ck} ; 0,65 E_c$	$0,85 f_{ck} ; 0,85 E_c$	$0,85 f_{ck} ; 0,85 E_c$	

Da die Abmessungen der oben genannten Schadensbereiche aus L und B und dem Kraterdurchmesser abgeleitet werden, ist es wichtig, die mittleren Kraterdurchmesserwerte zu bestimmen und zu verwenden (Abbildung 5-109).

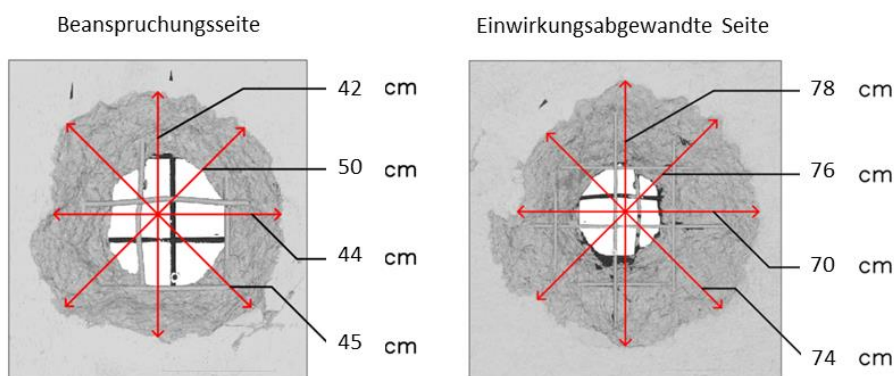


Abbildung 5-109: Bestimmung des mittleren Kraterdurchmessers.

Sehr häufig ist bei gesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen (Schadenskategorie III) die Abplatzkraterbildung nicht eindeutig erkennbar, zu klein oder asymmetrisch; in diesen Fällen wird auf der sicheren Seite liegend empfohlen zur Abgrenzung der zerstörten Zone mindestens die Bauteildicke d zu entnehmen.

6 Numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit

6.1 Allgemeines zur numerischen Modellierung

Dieses Kapitel befasst sich mit der FEM-Simulation des experimentell durchgeführten statischen Resttragfähigkeitsversuchs (3-Punkt-Biegeversuch) an angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten. Dabei wird sowohl auf die bereits bekannten Grundlagen für Stahlbeton und Stahlfaserbeton als auch auf die experimentell ermittelten Daten zurückgegriffen. Für die Modellierung der Schädigungszonen von angesprengten Stahlbetonplatten wurde das neu entwickelte Ingenieurmodell zur Beurteilung der Schädigung von Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation verwendet.

Nach der Darstellung des Modellaufbaus für verschiedene Plattentypen wird auf die numerische Untersuchung einzelner Platten eingegangen. Abschließend werden die Ergebnisse zusammengefasst, bewertet und mit experimentellen Ergebnissen aus 3-Punkt Biegeversuchen validiert und verifiziert.

6.2 Simulationen zum Nachweis der statischen Resttragfähigkeit

Die Resttragfähigkeit beschreibt den Widerstand eines Bauteils nach einer unvorhergesehenen Beanspruchung (Überbeanspruchung), die zu einer erheblichen Schädigung des Bauwerks führt. Sie wird üblicherweise auf die ursprüngliche Tragfähigkeit bezogen und in Prozent ausgedrückt. Die in dieser Forschungsarbeit behandelte Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Betonplatten erfolgt über die Betrachtung der Biegetragfähigkeit des Probekörpers. Entscheidend für die numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit ist daher die näherungsweise exakte Erfassung der Vorbelastung bzw. Schädigung und deren Einfluss auf das statische Materialverhalten. Hierzu sind zwei Ansätze (Verfahren) möglich:

- Der erste Ansatz basiert auf der Kenntnis der Vorbelastung. So kann zunächst mit Hilfe einer FEM-Software die Kontaktdetonation an der betrachteten Probeplatte simuliert werden. Die Simulation liefert ein Modell der geschädigten Platte. Dieses kann dann zur numerischen Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit der angesprengten Betonplatte verwendet werden.
- Der zweite Ansatz basiert auf der direkten Modellierung der vorbelasteten Betonplatte. Dazu müssen einzelne Schädigungen auf das Ausgangsmodell (ungeschädigte Platte) aufgebracht werden. Neben geeigneten Materialmodellen kann hierfür das neu entwickelte Ingenieurmodell (Kapitel 5.6) - insbesondere zur Abbildung der Vorschädigung - verwendet werden.

Für die im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Simulationen wurde der Ansatz der direkten Modellierung der vorbelasteten Betonplatte gewählt. Unter Berücksichtigung der

Randbedingungen der Versuche (Lagerung und Einwirkungen) ist das zu lösende Problem der Festkörperstatik zuzuordnen.

Im Rahmen dieses Arbeitspaketes wurden insgesamt 11 FEM-Simulationen für die vorgeschädigten Platten und deren Referenzplatten (ungeschädigt) durchgeführt. Aus Kosten- und Zeitgründen wurden für die Stahlfaserbetonplatten und die zweischaligen Platten keine Referenzplatten für den 3-Punkt-Biegeversuch hergestellt. Auf Basis der statischen Materialkennwerte von Betonproben, die während der Plattenherstellung (pro Platte) entnommen wurden, wurde die Referenzplatte der oben genannten Platten numerisch simuliert, um die maximale Tragfähigkeit zu berechnen. Die Übersicht der mittels FEM simulierten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten ist in der Tabelle 6-1 dargestellt.

Tabelle 6-1: Übersicht über die Versuchsreihen der FEM-Simulationen.

Nr.:	Plattenummer	Abmessungen B/L/H	Fasergehalt	Schädigungs- kategorie
		[m]	[%]	
1	S-20-0-1	2 x 2 x 0,2	0	-
2	S-20-0-2			Perforation (1)
3	S-25-0-Ref.	2 x 2 x 0,25		-
4	S-30-0-Ref.	2 x 2 x 0,3		-
5	S-30-0-8			Abpl.-Abpl. (2)
6	SF-30-0,5-Ref.	2 x 2 x 0,3	0,5	-
7	SF-30-1-Ref.	2 x 2 x 0,3	1	-
8	SF-30-1-1			Abpl.-Risse (3)
9	SF-30-2-Ref.	2 x 2 x 0,3	2	-
10	S+SF-25-5-0-2-Ref.	2 x 2 x 0,25	0	-
11	S+SF-25+5-0-2-2	2 x 2 x 0,05	2	Abpl.-Risse (3)

6.2.1 FEM-Programm

Die numerische Untersuchung der vorgeschädigten Platten wurde mit der Simulationsplattform Workbench 2023 R2 von ANSYS durchgeführt. Die Plattform bietet verschiedene Möglichkeiten für die einzelnen Untersuchungsschritte. Für die Geometrieerstellung wurde das CAD-Programm DesignModeler verwendet. Für die eigentliche Simulation der vorgeschädigten Platten wurde der FE-Solver LS-DYNA eingesetzt.

6.2.1.1 Lineare Finite-Elemente-Methode

Wenn ein gedämpftes System mit einem Freiheitsgrad (Abbildung 6-1 a) betrachtet wird, so sind die das System beschreibenden Kräfte in Abbildung 6-1 b dargestellt. Die Gleichungen des Gleichgewichts ergeben sich aus dem d'Alembert-Prinzip

$$f_I + f_D + f_{int} = p(t) \quad (6.1)$$

$$f_I = m\ddot{u}; \ddot{u} = \frac{d^2u}{dt^2} \text{ Beschleunigung}$$

$$f_D = c\dot{u}; \dot{u} = \frac{du}{dt} \text{ Geschwindigkeit} \quad (6.2)$$

$$f_{int} = k \cdot u; u \text{ Verschiebung}$$

das in eine Differentialgleichung in Matrixform umgeschrieben werden kann.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (6.3)$$

Wobei m die Massenmatrix, c die Dämpfungsmatrix und k die Steifigkeitsmatrix ist. u, \dot{u}, \ddot{u} sind die Vektoren der Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung und P ist ein Vektor der auf das System wirkenden äußeren Kräfte.

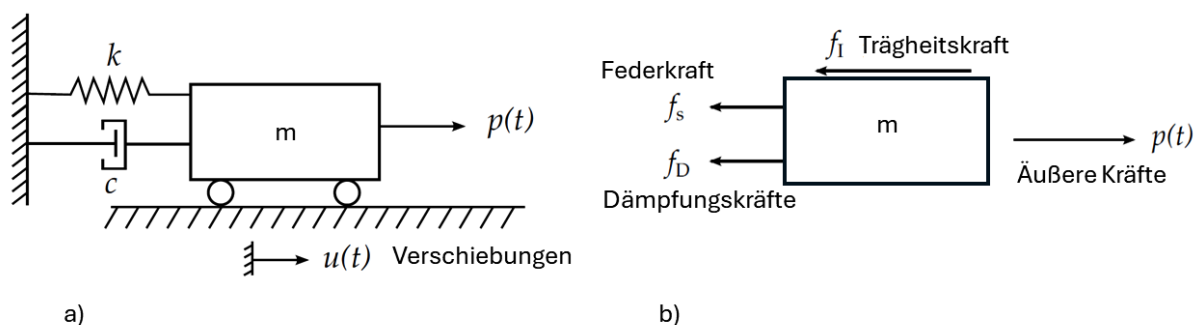


Abbildung 6-1: a) ein gedämpftes System mit einem Freiheitsgrad und b) auf das System wirkende Kräfte.

Da analytische Lösungen für lineare gewöhnliche Differentialgleichungen verfügbar sind, wird stattdessen die dynamische Reaktion eines linearen Systems unter harmonischer Belastung betrachtet [183].

6.2.1.2 Nichtlineare Finite-Elemente-Methode

Für die Lösung einer nichtlinearen FEM gibt es keine analytischen, sondern nur numerische Lösungen. Die Diskretisierung erfolgt zeitabhängig und das allgemeine Verfahren hierfür wird als direkte Integration bezeichnet. Diese Methode kann auf zwei Arten klassifiziert werden, entweder explizit oder implizit. In dieser Forschungsarbeit wird ein explizites Verfahren, die „Methode der zentralen Differenz“, zur Integration von Gleichung 6.3 verwendet. Sie basiert auf der Annahme, dass der Geschwindigkeitsvektor geschrieben werden kann als

$$\dot{u}_t = \frac{u_{t+\Delta t} - u_{t-\Delta t}}{2\Delta t} \quad (6.4)$$

und der Beschleunigungsvektor als

$$\ddot{u}_t = \frac{u_{t+\Delta t} - 2u_t + u_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (6.5)$$

Die Gleichungen 6.4 und 6.5 werden dann in Gleichung 6.3 eingesetzt. Zusammen mit den Randbedingungen kann die Lösung für die Verschiebung im Punkt $t + \Delta t$ gefunden werden. Mit der ermittelten Verschiebung im zweiten Zeitschritt können auch die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen für diesen Zeitschritt bestimmt werden. Das Verfahren wird dann fortgesetzt, bis die Simulationszeit erreicht ist [184]. Um eine stabile Lösung zu erhalten, ist der Zeitschritt wichtig und muss folgende Bedingung erfüllen

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (6.6)$$

wobei ω_{max} die höchste Eigenfrequenz des Systems ist [183]. Wird die direkte Integration stattdessen implizit gelöst, so wird ein Methodenaufwurf der Newmark-Methode verwendet. Die Verschiebungs- und Geschwindigkeitsvektoren können nun beschrieben werden durch

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t}] \quad (6.7)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t\dot{u}_t + \Delta t^2\left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}_t + \beta\ddot{u}_{t+\Delta t}\right] \quad (6.8)$$

wobei β und γ die vom Benutzer gewählten freien Integrationsparameter sind. Gleichung 6.7 und Gleichung 6.8 werden dann in Gleichung 6.3 eingesetzt, um die Beschleunigung zu erhalten. Dies führt zu folgendem Ausdruck

$$K^*u = P \quad (6.9)$$

Wobei für K^* folgendes gilt

$$K^* = K + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C \quad (6.10)$$

Mit diesem Wissen kann die Verschiebung im nächsten Zeitschritt gelöst werden. Dieser Vorgang wird dann für jeden Zeitschritt wiederholt, wobei die Zeitschrittweite wegen der aufwendigen Inversion der Steifigkeitsmatrix oft viel größer ist als bei expliziten Lösungen. Es gibt keine Regel wie groß die Zeitschrittweite sein sollte. Eine Empfehlung ist jedoch, dass etwa 10% der kürzesten Eigenfrequenz die beste Lösung ergibt [183], [184].

6.2.1.3 Zeitschrittsteuerung

In LS-Dyna wird die Zeitschrittgröße durch Bestimmung des Minimalwertes über alle Elemente bestimmt. Während der Lösung werden die Spannungen und Kräfte aktualisiert, während jedes Element durchlaufen wird.

$$\Delta t^{n+1} = a \cdot \min \{\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_N\} \quad (6.11)$$

wobei N die Anzahl der Elemente darstellt. Die Konstante a ist ein Skalierungsfaktor, der aus Stabilitätsgründen auf 0,9 oder kleiner gesetzt wird. Für Volumenelemente wird ein kritischer Zeitschritt Δt_e berechnet

$$\Delta t_e = \frac{L_e}{\{[Q + (Q^2 + c^2)^{1/2}]\}} \quad (6.12)$$

wobei L_e eine charakteristische Länge ist, definiert als

$$L_e = \frac{v_e}{A_{e\max}} \quad (6.13)$$

wobei v_e das Elementvolumen und $A_{e\max}$ die Fläche der größten Seite des Elements ist. Q ist eine Funktion der Bulk Viskositätskoeffizienten C_0 und C_1 ,

$$Q = \begin{cases} C_1 c + C_0 L_e |\dot{\epsilon}_{kk}| & \text{for } \dot{\epsilon}_{kk} \leq 0 \\ 0 & \text{for } \dot{\epsilon}_{kk} > 0 \end{cases} \quad (6.14)$$

wobei c die Schallgeschwindigkeit im Material ist, definiert nach Gleichung (6.14) für elastische Materialien mit konstantem Kompressionsmodul

$$c = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \quad (6.15)$$

E ist das Elastizitätsmodul, ν die Querkontraktionszahl (Poissonzahl) und ρ die Rohdichte [183].

6.2.1.4 Kontaktalgorithmus

In LS-Dyna gibt es drei verschiedene Kontaktalgorithmen, die das Gleiten und den Aufprall von Grenzflächen behandeln. In dieser Forschungsarbeit wurde die Penalty-Methode für alle Kontaktgrenzflächen verwendet. Die Penalty-Methode kann sowohl zur Lösung expliziter als auch impliziter Probleme verwendet werden. Die Methode arbeitet, indem eine Feder senkrecht zur Oberfläche zwischen allen durchdringenden Knoten und der Kontaktfläche platziert wird. Die Methode ist für die explizite und implizite Lösung gleich, außer dass bei der impliziten Lösung die Federsteifigkeitsmatrix in der globalen Steifigkeitsmatrix zusammengefasst wird. Für die implizite Lösung der Simulationen wird der *mortar*-Kontakt aufgrund seiner Robustheit und Genauigkeit empfohlen.

Für die Anwendung der Penalty-Methode in LS-Dyna stehen drei verschiedene Implementierungsalgorithmen zur Verfügung:

1. *Standard Penalty*-Formulierung

2. *Soft Constraint Penalty*-Formulierung, die nützlich ist, wenn die Materialien große Unterschiede in den Materialeigenschaften aufweisen, z. B. Stahl und Schaumstoff.

3. *Segmentbasierte Penalty*-Formulierung, die einen logischen Slave-Segment-Master-Segment-Ansatz anstelle eines Slave-Knoten-Master-Segment-Ansatzes verwendet.

Es gibt praktisch keinen Größenunterschied zwischen der Grenzflächensteifigkeit und der Grenzflächenelementnormalen der Grenzflächen. Dieses Ergebnis im berechneten Zeitschritt wird durch die Grenzflächen nicht beeinflusst. Wird jedoch der Druck auf die Grenzflächen zu groß, kann es zu unerwünschten Durchdringungen kommen, die durch Erhöhung der Steifigkeit und Verringerung der Zeitschrittweite korrigiert werden können [183], [185].

6.2.2 Materialmodelle

LS-DYNA unterstützt eine Vielzahl von Material- und Zustandsgleichungsmodellen mit jeweils einer eindeutigen Anzahl von Zustandsvariablen. Es sind ca. 150 Materialmodelle implementiert und Platz für bis zu zehn benutzerspezifische Parameter definiert.

Zur Charakterisierung des nichtlinearen Trag- und Materialverhaltens der zu untersuchenden Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten wurden die in der Materialbibliothek von ANSYS unter Technische Daten, -> Datenquellen -> Nichtlineare Materialien verfügbaren Ansätze für die Materialmodelle definiert. Dabei wurden relevante Kenngrößen wie Elastizitäts- und Plastizitätseigenschaften durch geeignete experimentelle oder vorgegebene Parameter bestimmt.

6.2.2.1 Das Materialmodell WINFRITH CONCRETE in LS-Dyna

Das Materialmodell Winfrith Concrete in LS-DYNA ist eine Materialmodellierungstechnik, die in der FEM-Analyse verwendet wird, um das Verhalten von Beton unter verschiedenen Lastbedingungen zu beschreiben. Es basiert auf experimentellen Daten und theoretischen Überlegungen zum Materialverhalten von Beton, insbesondere unter Berücksichtigung des Druck-, Zug-, Schub- und Abplatzungsverhaltens. Das Modell wird häufig für die numerische Simulation von Crash-, Anprall- und Explosionsereignissen verwendet und ermöglicht die Analyse und bessere Umsetzung des Verhaltens von Betontragwerken unter dynamischen Belastungen. Das Winfrith-Betonmaterialmodell in LS-DYNA verwendet üblicherweise das Hillerborg-Verbundmodell, um die Interaktion zwischen Beton und Bewehrung zu beschreiben. Das Hillerborg-Verbundmodell basiert auf dem Konzept der Haftreibung zwischen Beton und Bewehrung sowie der Spannungsübertragung durch die Betonmatrix. Es berücksichtigt den Einfluss von Schlupf und Schädigung auf den Verbund zwischen Beton und Bewehrung und ermöglicht eine realitätsnahe Simulation des Verhaltens von Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. Eine detaillierte Beschreibung des Materialmodells ist im LS-DYNA Theory Manual [183] enthalten.

6.2.2.2 Beton und Faserbeton

Da der Einfluss der Faserbeimischung durch die Änderung der Materialeigenschaften dargestellt werden kann, wurde der Ansatz gewählt Beton und Faserbeton mit dem gleichen Modell abzubilden. Als Grundlage wurde das Materialmodell von *MAT_084_REINF für die zusätzliche Bewehrung von Beton verwendet, das mit dem Materialmodell WINFRITH CONCRETE (*MAT_084_WINFRITH_CONCRETE) definiert wurde (siehe Anhang, Abbildung A.6-13). Die Elastizitätswerte und weitere allgemeine physikalische Größen sind ebenfalls definiert. Die Bewehrung kann in bestimmten Elementgruppen definiert werden, aber im Allgemeinen ist es zweckmäßiger, ein zweidimensionales Material in einer bestimmten Schicht eines bestimmten Bauteils zu definieren. Die Menge der Bewehrung ist definiert als das Verhältnis der Querschnittsfläche des Stahls zur Querschnittsfläche des Betons im Element (oder in der Schicht).

Das Winfrith-Betonmodell kann eine zusätzliche binäre Ausgabedatenbank erzeugen, die Informationen über Risspositionen, -richtungen und -breiten enthält. Um die Rissdatenbank zu erzeugen, wird die LS-DYNA Ausführungszeile um q=crf erweitert, wobei crf der gewünschte Name der Rissdatenbank ist, z. B. q=d3crack. LS-PrePost kann die Risse in den Plots des verformten Netzes anzeigen. Weitere Informationen und Details zum Winfrith-Betonmodell sind in [183], [185] und im Anhang, Abbildung A.6-14 zu finden.

6.2.2.3 Betonstahl

Die in LS-DYNA verfügbaren Methoden zur Integration der Bewehrung in ein Stahlbetonmodell sind in Abbildung 6-2 schematisch dargestellt.

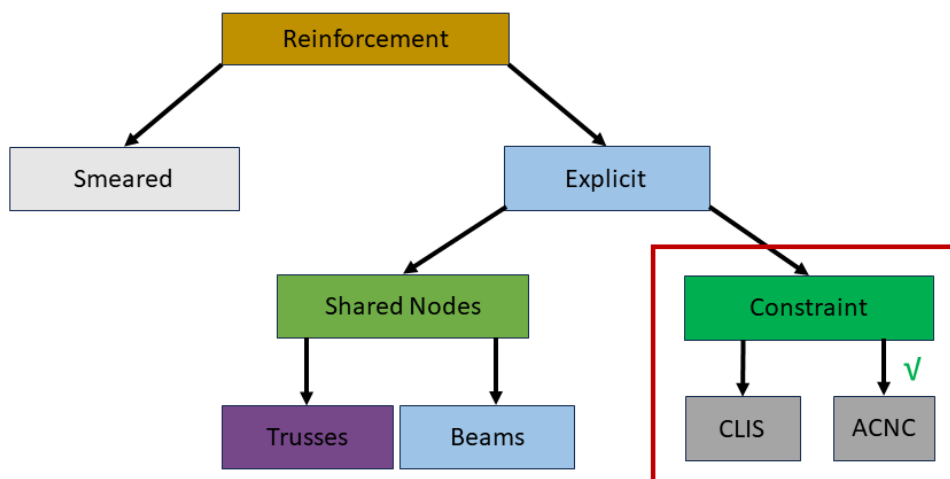


Abbildung 6-2: Schematische Darstellung verschiedener Bewehrungsmodellierungsmethoden für Bewehrungsstäbe in Stahlbeton [186].

Im Allgemeinen nimmt die Rechenzeit für eine bestimmte Simulation zu, wenn das Schema von links nach rechts und von oben nach unten durchlaufen wird. Der Vernetzungsaufwand

für die Erzeugung der verschiedenen Netzarten ist im Allgemeinen bei der Methode der gemeinsamen Knoten am größten [186].

In dieser Forschungsarbeit wurde die Bewehrung explizit berücksichtigt und die Methode der Zwangsbewehrung gewählt. Das bedeutet, dass die Bewehrungs- und Betonnetze unabhängig voneinander generiert wurden. Beide Netze werden in der jeweiligen geometrischen Relativkonfiguration überlagert und in LS-DYNA das Balkenelement (Bewehrung) mit dem Volumennetz (Beton bzw. Faserbeton) gekoppelt [183].

Ein weiterer Vorteil dieser Vorgehensweise ist die Modellierung des gestörten Verbundbereichs zwischen Beton und Bewehrung mit der Option CDIR. Diese Kopplung $CDIR = 1$ erlaubt es, die Kopplung (Zwangsbeanspruchung) in Längsrichtung der Bewehrung zu unterdrücken und die Kopplung nur in den Richtungen senkrecht zum Balkenelement durchzuführen [185] (siehe im Anhang, Abbildung A.6-15).

Wie die experimentellen Resttragfähigkeitsuntersuchungen gezeigt haben, tritt bei biegebeanspruchten Stahlbetonplatten das Versagen im Beton der Bewehrung (Zugzone) auf. Dabei wird der als Bewehrung eingelegte Betonstahl plastisch verformt. Hierbei ist zu beachten, dass bei vielen Platten im Kraterbereich die Bewehrung bereits nach der Detonationsbelastung plastisch verformt (verbogen, abgerissen) wurde. Bei der Modellierung dieses Materials wurden daher im Wesentlichen die elastoplastischen Eigenschaften berücksichtigt und die Bemessungswerte für Betonstahl verwendet (siehe Abbildung 5-5).

6.3 Inputparameter des Modells

Bei der numerischen Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit vorgeschädigter Stahlbeton- bzw. Stahlfaserbetonplatten sind folgende Punkte zu berücksichtigen:

- **Geometrie** - Die Geometrie ist realitätsnah abzubilden. Sichtbare Schäden (insbesondere Krater) sowie die Stahlbewehrung in den entsprechenden Lagen sind darzustellen.
- **Material** - Die Tragfähigkeit einer Stahlbeton- bzw. Stahlfaserbetonplatte wird durch das Tragverhalten der einzelnen Materialien (Beton, Betonstahl und Stahlfasern bzw. Faserbeton) bestimmt. Die Auswahl bzw. Definition geeigneter Materialmodelle ist daher von großer Bedeutung. Im Materialmodell für Beton bzw. Faserbeton ist die Vorschädigung im Bereich der Krater zu berücksichtigen.
- **Last- und Randbedingungen** - Das statische System der 3-Punkt-Biegeversuche mit realen Abmessungen und Materialien ist in der FEM- Simulation zu berücksichtigen (siehe Abbildung 5-76 und Abbildung 6-4). Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse können Lasteinleitungsträger und Stützrollen als Starrkörper betrachtet werden.

Das genauere Verfahren für die numerische Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit der angesprengten Platten ist in Abbildung 6-3 angegeben.

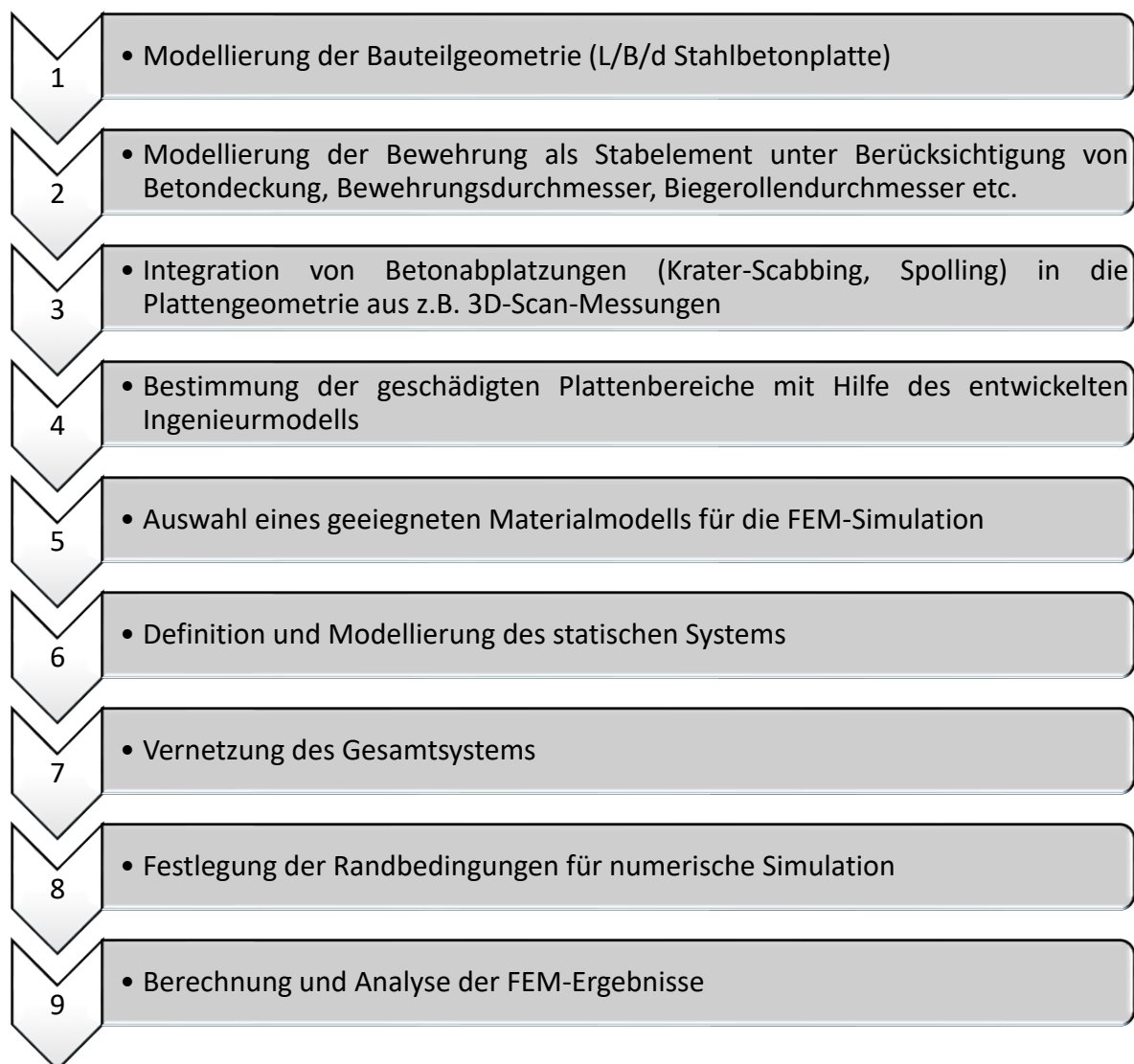


Abbildung 6-3: Das Verfahren der FEM-Simulation der statischen Resttragfähigkeit der angespannten Platten.

6.3.1 Geometrie des Modells

Um die zu untersuchenden Platten modellieren zu können, musste neben der Implementierung der Materialmodelle auch die Geometrie und Interaktion der einzelnen Körperteile sowie die Vorschädigung abgebildet werden. Dazu wurde die Beton- bzw. Faserbetonstruktur als Volumenkörper modelliert. Die Bewehrung wurde als Linienkörper abgebildet. Der Verbund zwischen Beton bzw. Faserbeton und Betonstahl wurde dadurch hergestellt, dass die Linienkörper bei der Modellierung in Mechanical unter Modelltyp als Bewehrung definiert wurden. Auf diese Weise sind sie über eine Verbundschicht mit dem umgebenden Volumenkörper verbunden (Abbildung 6-4).

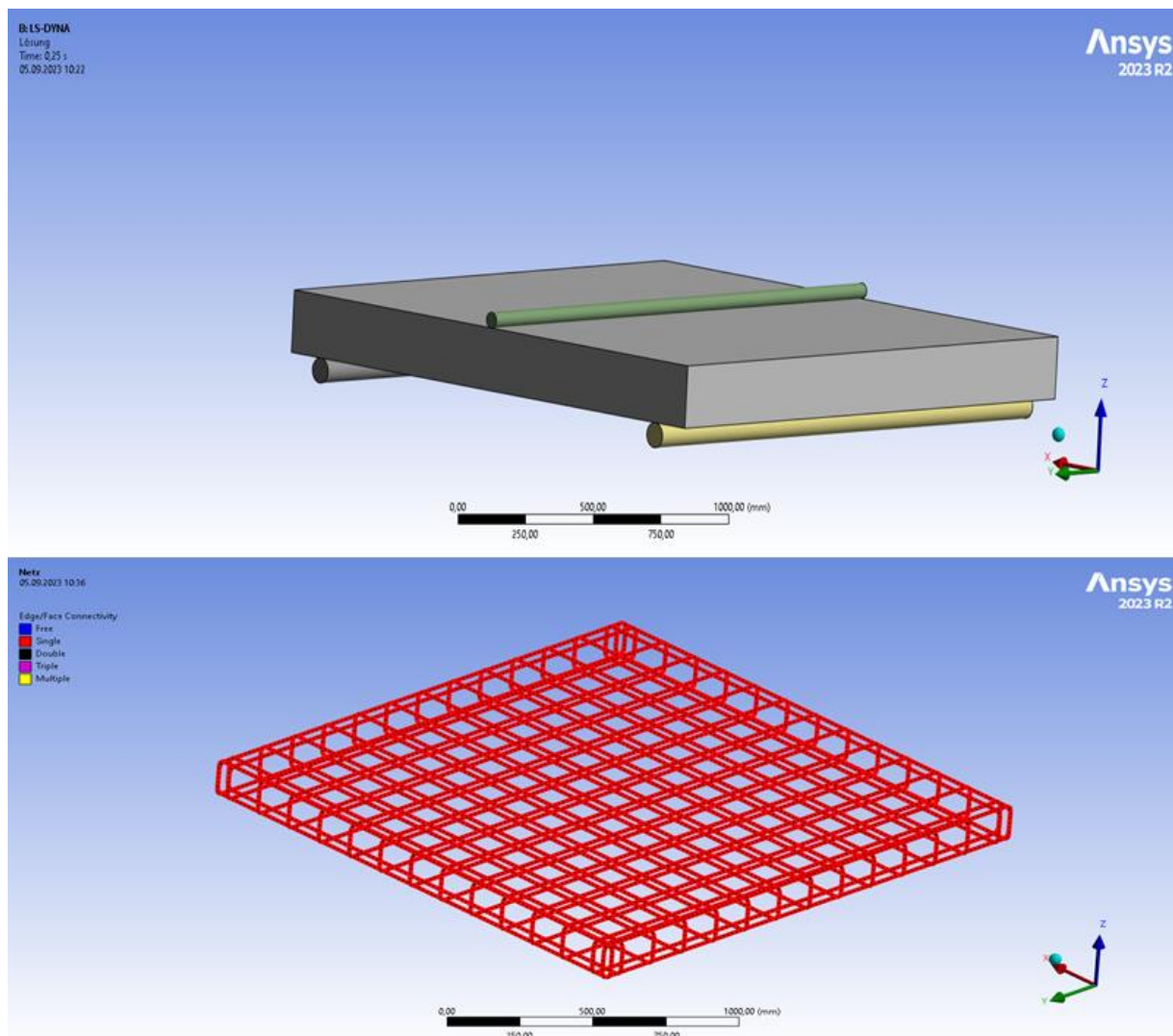


Abbildung 6-4: 3D- Modell Stahlbetonplatte S-20-0-1 (Referenzplatte).

6.3.1.1 Integration der Krater in das 3D-Plattenmodell

Die Dimensionen und die Geometrie des Kraters konnten mit Hilfe von 3D-Scans berechnet und dargestellt werden (Abbildung 6-5). Die Verwendung (Export) dieser gescannten 3D-Modelle des Kraters in der FEM-Software ist derzeit aufgrund der Datengröße nicht möglich. Zudem ist die komplexe Geometrie des Kraters in den FEM-Programmen nicht vernetzt. Eine Netzgenerierung ist ohne Flächenoptimierung nicht möglich. Aus diesem Grund soll zunächst die Geometrie des Kraters optimiert werden, indem die Rauheit der Mantelfläche eliminiert wird. Als Ergebnis wird ein neuer geometrischer Körper erzeugt, der in Form und Abmessung möglichst wenig vom realen Körper abweicht. Die optimierte Kratergeometrie mit ihren neuen Abmessungen wird in den FEM-Berechnungen der statischen Resttragfähigkeit als Eingangsparameter für die Modellierung der Krater verwendet.

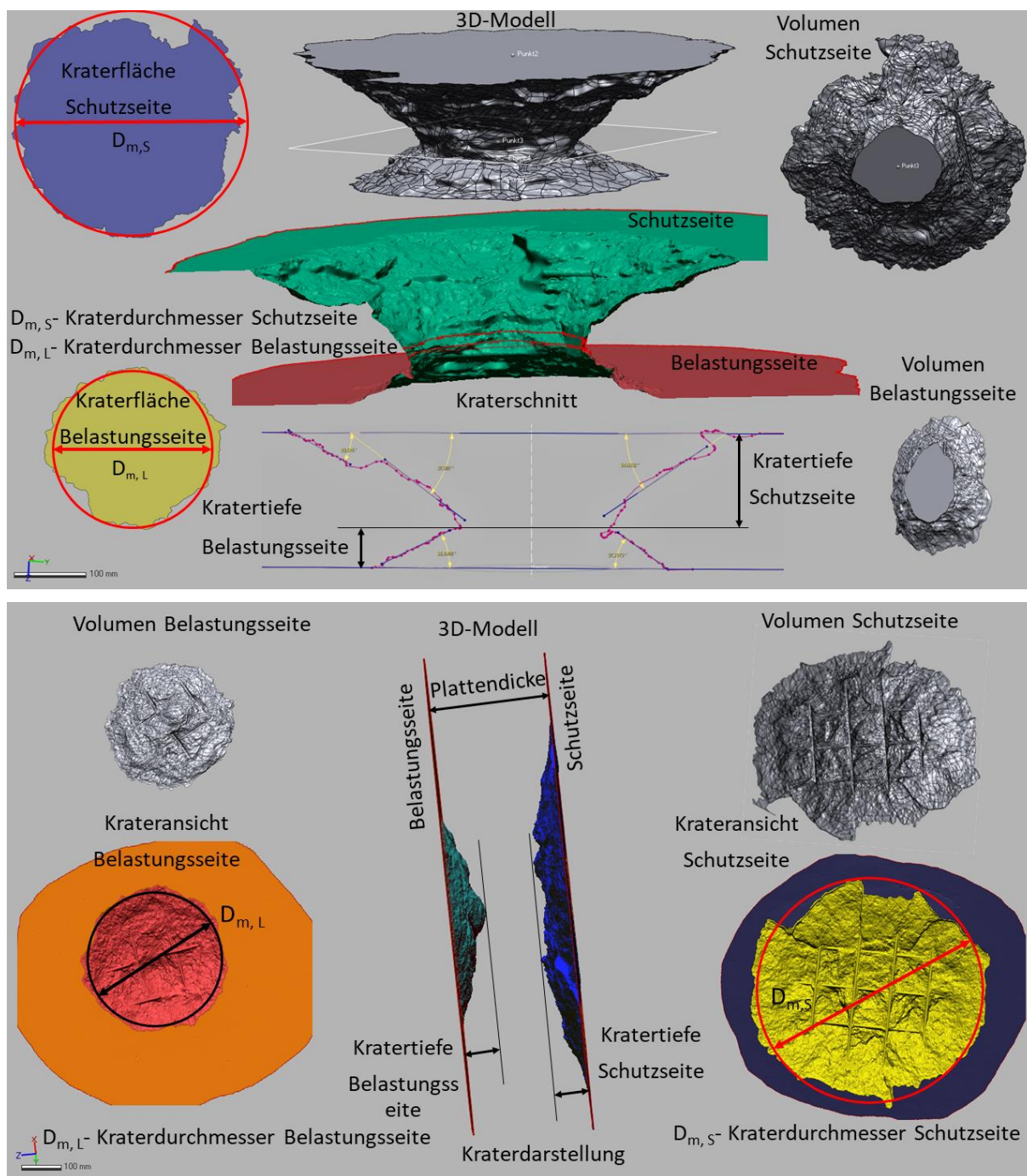


Abbildung 6-5: Kraterparameter der Platten S-20-0-2 (oben) und S-30-0-8 (unten).

In den meisten Fällen treten Krater auf der Plattenoberfläche asymmetrisch zu den Hauptachsen der Platte auf. Diese Abweichungen spielen ebenfalls eine wichtige Rolle bei der Bestimmung der Tragfähigkeit der Platte und müssen bei der Modellierung der Schädigung (Krater) in der FEM berücksichtigt werden (Abbildung 6-6).

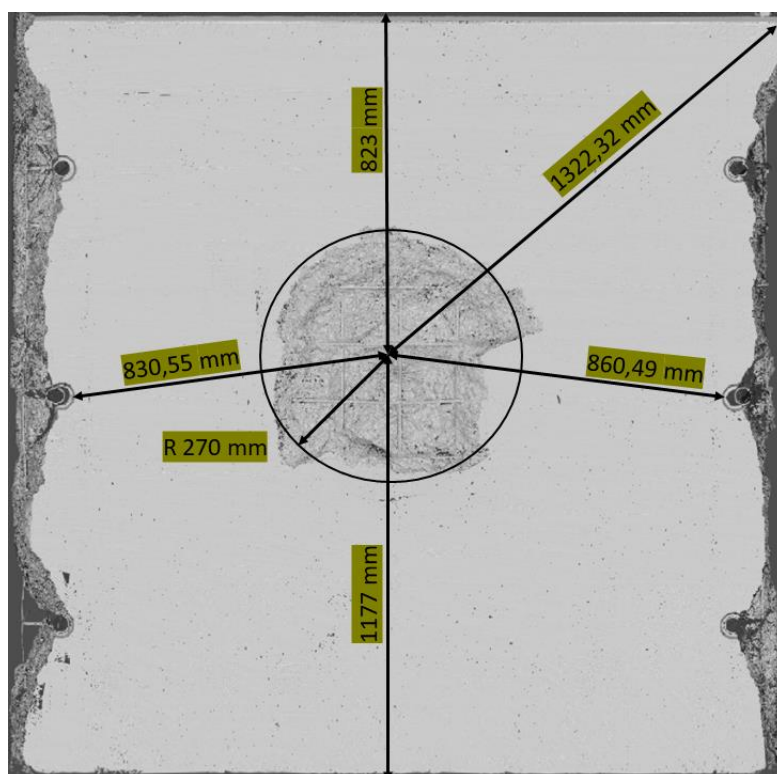


Abbildung 6-6: Asymmetrische Kraterbildung (Platte S+D-25-5-0-x-1, Belastungsseite).

In Abbildung 6-7 wurde die Kratergeometrie der Platten S-20-0-2 und S-30-0-8 in das Plattenvolumen einbezogen und dargestellt.

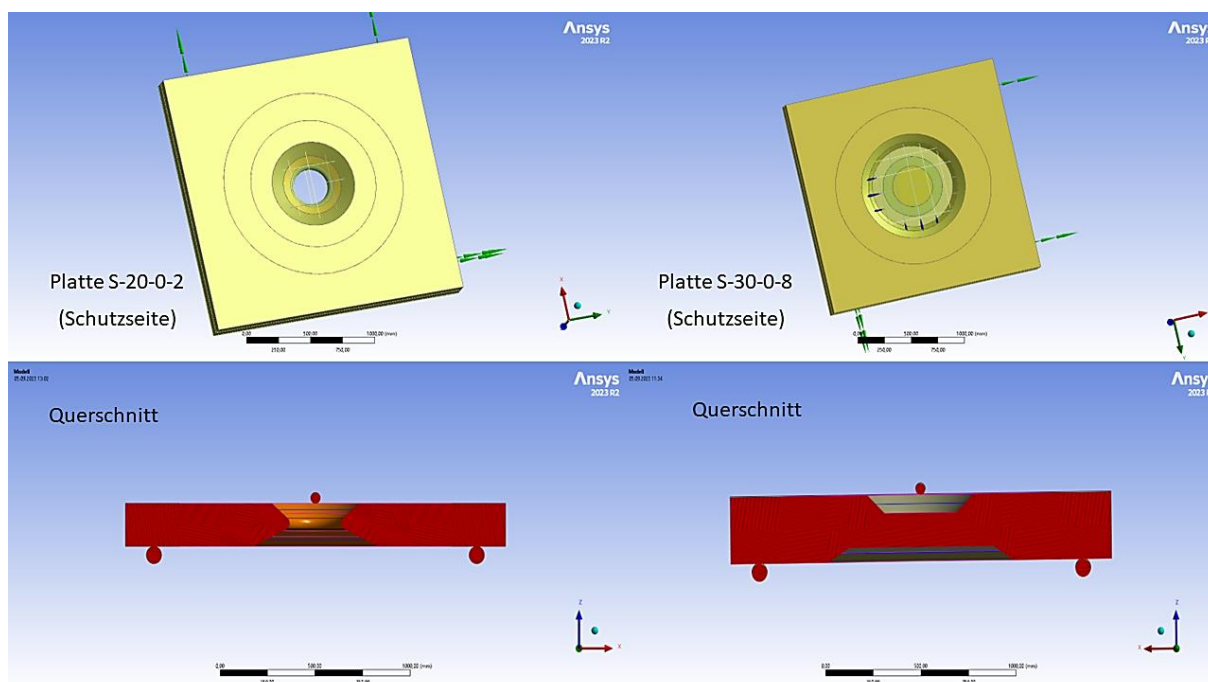


Abbildung 6-7: In das Modell integrierte Kraterparameter.

Bei der Schädigungskategorie III (Abplatzungen auf der Lastseite, Oberflächenrisse auf der Schutzseite) ist das Prinzip der Plattenkraterbildung ähnlich wie bei der

Schädigungskategorie II (Abplatzungen auf der Lastseite und auf der Schutzseite). Nach Entfernung der geformten, aber nicht abgerissenen Betonbruchstücke von der Plattenoberfläche (Schutzseite) können die Kraterparameter gemessen werden (Abbildung 6-8).



Abbildung 6-8: Bestimmung der Kraterabmessungen der Platte für die Schadenskategorie III.

Die Eingabeparameter der Krater, die im 3D-FEM-Plattenmodell zur Darstellung der Querschnittsschwächung der Platte (Abplatzung) verwendet werden, sind in der Tabelle 6-2 zusammengefasst.

Tabelle 6-2: Im 3D-FEM- Modell verwendete Kraterabmessungen.

Nr.:	Plattennummer	Kraterabmessungen						Gesamt Schadens- bereich	Zerstörter Bereich	Stark beschädigter Bereich	Mäßig beschädigter Bereich	Gestörter Verbund- Bereich					
		Beanspruchungsseite			Schutzseite												
		D ₂	d ₂	H ₂ Tiefe	d ₃	D ₃	H ₃ Tiefe						L x B	D ₂ = D _{L,m}	l _s	l _M	D ₁
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]						[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	S-20-0-2	460	220	100	220	740	100	2,0 x 2,0	460	370	400	1200					
2	S-30-0-8	500	380	82	760	800	93	2,0 x 2,0	500	400	350	1300					
3	SF-30-1-1	420	300	92	600	690	50	2,0 x 2,0	420	345	450	1100					
4	S+SF-25-5-0-2-2	560	380	96	760	940	65	2,0 x 2,0	560	470	250	1500					

Abbildung 6-9 zeigt die 3D-Darstellung der Schädigungszonen der angespannten Platte.

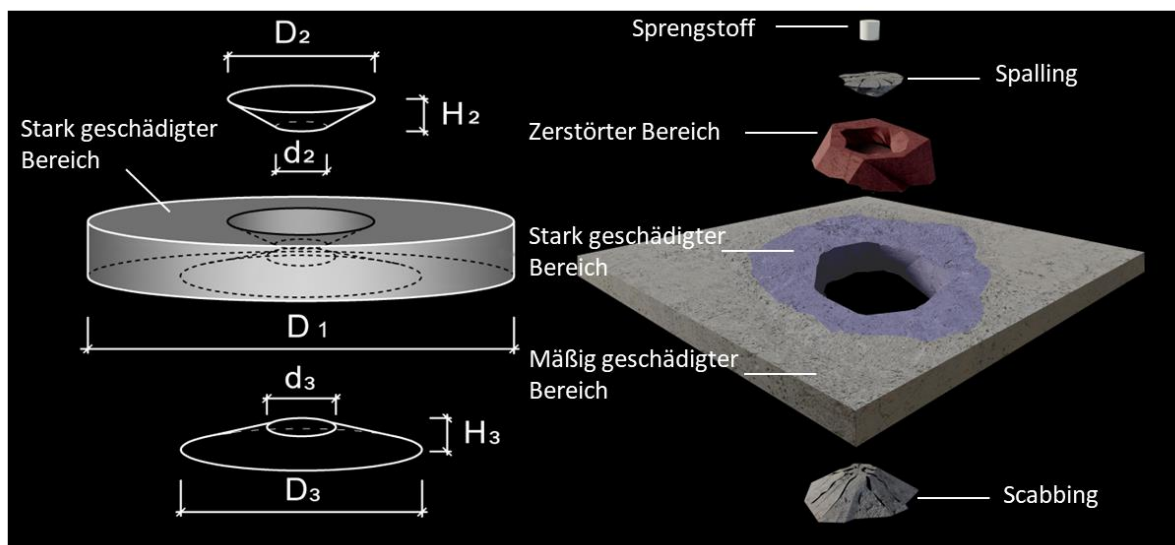


Abbildung 6-9: 3D-Darstellung der Schädigungszonen der angesprengten Platte.

Tabelle 6-3 zeigt die statischen Materialkennwerte der numerisch untersuchten Platten, die mit dem neu entwickelten Ingenieurmodell berechnet wurden. Diese Kennwerte wurden als Eingangsparameter in das numerische 3D-Plattenmodell als Materialkennwerte der entsprechenden Schadensbereiche der angesprengten Platten für die statische Resttragfähigkeitsanalyse verwendet.

Tabelle 6-3: Statische Materialkennwerte der angesprengten Stahlbetonplatten.

Nr.:	Plattennummer	Schädigungs-kategorie	Unbeschädigte Platte (Würfel / Zylinder)			Materialkennwerte aus dem Ingenieurmodell			
			Druckfestigkeit	Zugfestigkeit	E-Modul	Stark beschädigter Bereich		Mäßig beschädigter Bereich	
						Druckfestigkeit	E-Modul	Druckfestigkeit	E-Modul
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	S-20-0-1 (Refpl.)		52,78	2,9	31304	-	-	-	-
2	S-20-0-2	I	53,28			18,65	10956	32	18782
3	S-25-0-Ref.		60,23	2,9	32874	-	-	-	-
4	S-30-0-Ref.		58,1	2,9	31304	-	-	-	-
5	S-30-0-8	II				34,86	18782	43,57	23478
6	SF-30-0,5-Ref.		60	2,95	32503	-	-	-	-
7	SF-30-1-Ref.		57,1	4,05	31157	-	-	-	-
8	SF-30-1-1	III				40	21810	51,4	28041
9	SF-30-2-Ref.		55	4,2	32804	-	-	-	-
10	S+SF-25-5-0-2-Ref.		47,71 / 47,37	2,90 / 4,20	31304 / 30029	-	-	-	-
11	S+SF-25-5-0-2-2	III				31 / 30,8*	20348 / 19519*	40,55 / 40,26*	26608 / 25525*

* Als statische Materialkennwerte für die Stahlfaserbetonschicht der zweischaligen Platten wurden die Kennwerte einer Stahlfaserbetonplatte mit 2 Vol.-% Fasergehalt verwendet, die mit 2000 g SEMTEX10 angesprengt wurde.

6.3.2 Randbedingungen

6.3.2.1 Lagerung

Das für die 3-Punkt-Biegeversuche verwendete Auflager und der Lasteinleitungsträger wurden in der FEM-Simulation mit der realen Geometrie (entsprechend mit Durchmesser 80 mm und

50 mm) und dem realen Material (Stahl) als Starrkörper (fixierte (feste) Lagerung in x-; y-; z-Richtung) modelliert (Abbildung 6-10).

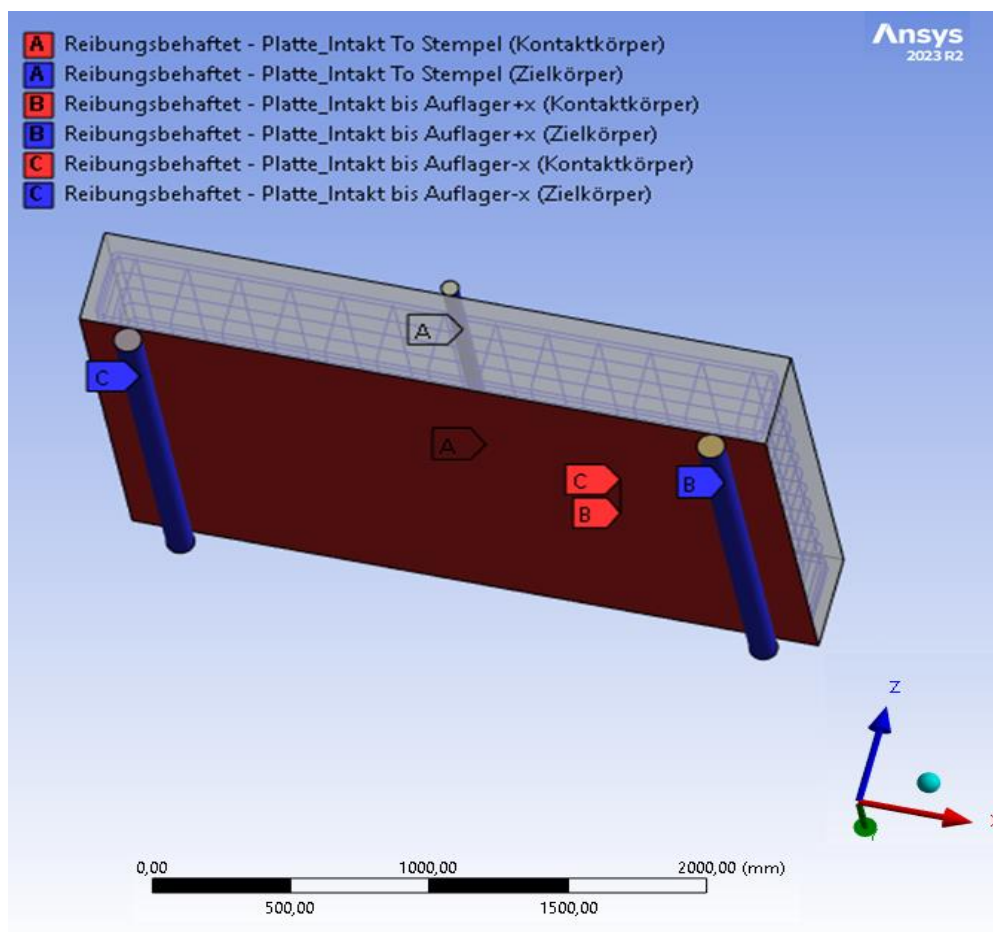


Abbildung 6-10: Modellierte Kontakte zwischen Platte und Auflager.

6.3.2.2 Last (Load)

Die Lasteinleitung der Hydraulikpresse erfolgt im Modell über die in Abbildung 6-11 dargestellten Lastrohre (Stahl, Durchmesser 50 mm). Neben der Presskraft wurde auch die Wirkung der Erdanziehungskraft berücksichtigt. Die Interaktion zwischen dem Laststahlrohr und der zu untersuchenden Platte wurde über Kontakteigenschaften modelliert (Abbildung 6-10). Die Endzeit für die FEM-Berechnung der Platten wurde auf 0,25 Millisekunden und die Zeitschrittweite auf 3 Mikrosekunden festgelegt.

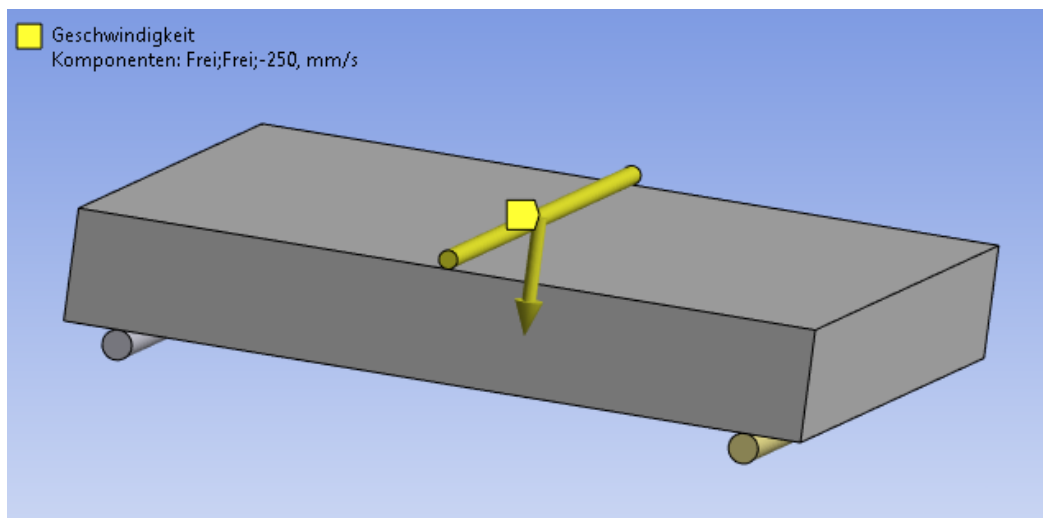


Abbildung 6-11: Modellierter Lasteinwirkung.

6.3.2.3 Vernetzung (Mesh)

Um ein Finite-Elemente-Modell erstellen zu können, müssen die Elemente des Probekörpers vernetzt werden. Die Größe der Elementvernetzung für die untersuchten Platten wurde in Abhängigkeit von der Komplexität der Vorschädigung (Kratergeometrie) auf 20 - 25 mm festgelegt (Abbildung 6-12). Für die Vernetzung der mittleren Schädigungszone wurde die MultZone-Methode angewandt.

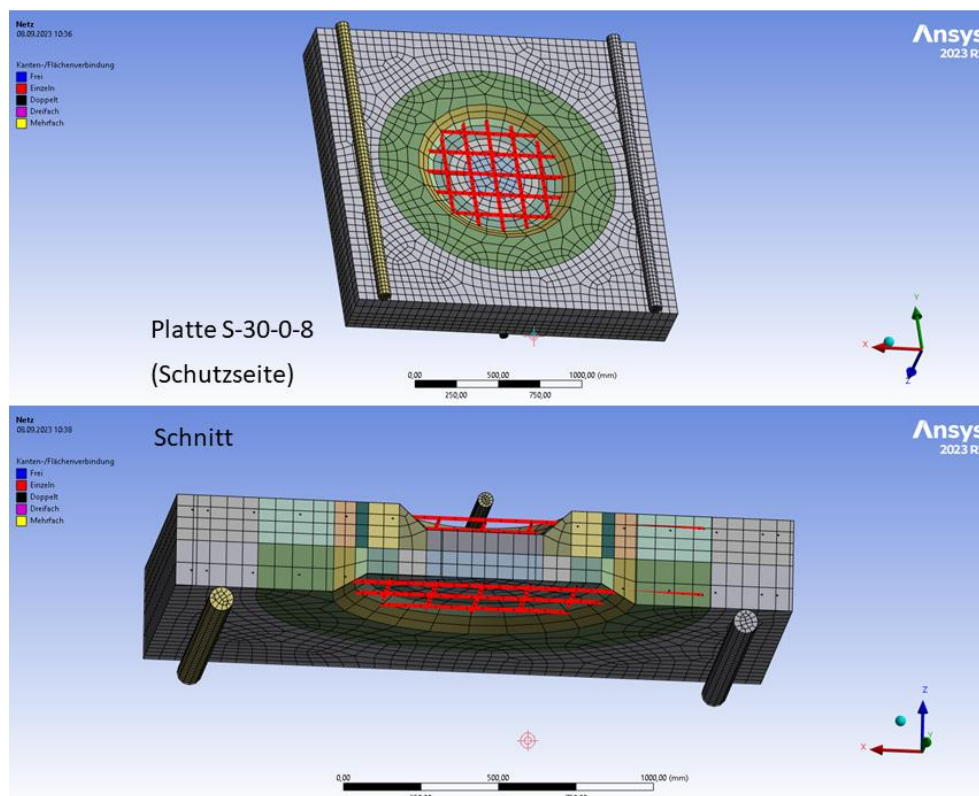


Abbildung 6-12: Erzeugte Vernetzung.

6.4 Simulationsergebnisse

Da die Vorgehensweise bei der numerischen Simulation der angespannten Platten oben ausführlich beschrieben wurde, werden in diesem Abschnitt die relevanten berechneten Kennwerte (maximale Bruchlast, maximale Verschiebung, Rissbild auf der Schutzseite) für die Platte S-20-0-1 (Referenzplatte) und die Platte S-20-0-2 grafisch dargestellt. Die übrigen Platten wurden analog berechnet und die maßgebenden Bruchlasten sind in Tabelle 6-4 angegeben (Kraft-Weg-Diagramme siehe im Anhang A.6.1).

Referenzplatte (S-20-0-1):

Abbildung 6-13 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm aus der numerischen Simulation der statischen Resttragfähigkeit der Referenzplatte.

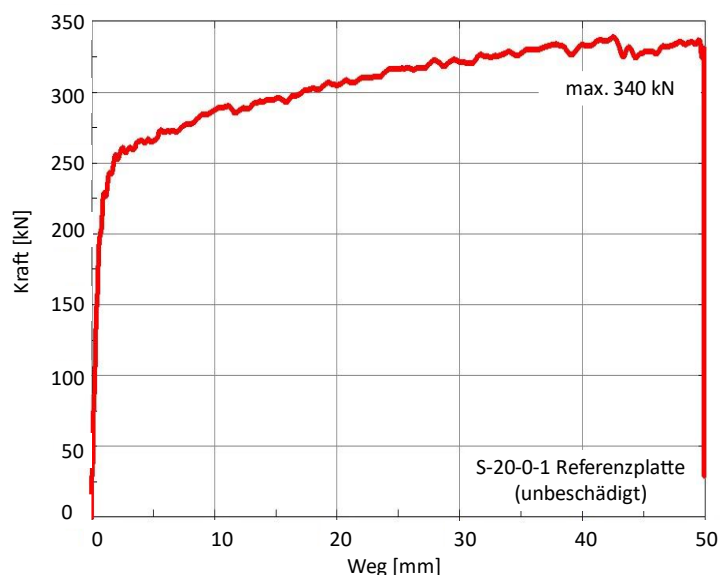


Abbildung 6-13: Kraft-Weg Diagramm Referenzplatte (S-20-0-1).

In der folgenden Abbildung 6-14 sind die experimentellen und numerischen Ergebnisse des Plattenbruchs gegenübergestellt.

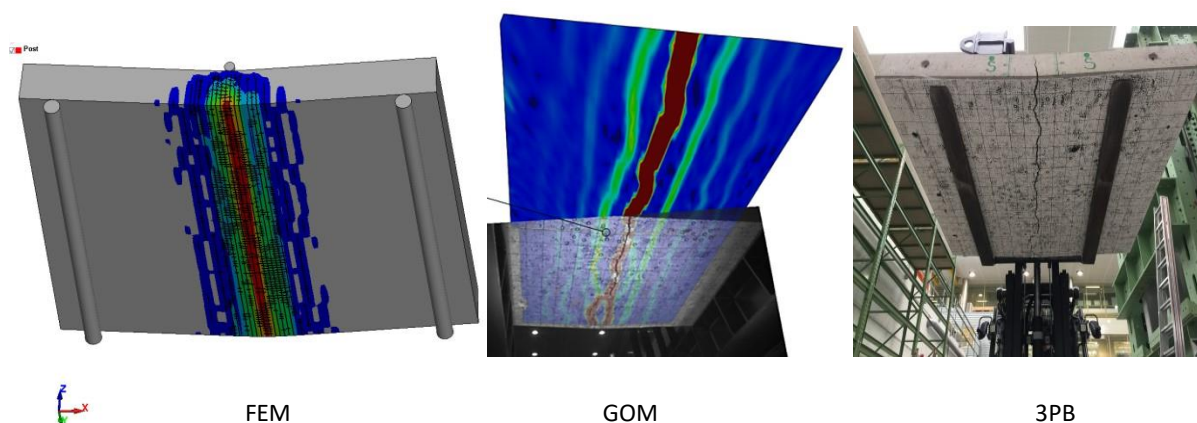


Abbildung 6-14: Rissbildung auf der Schutzseite der Referenzplatte (S-20-0-1).

Nach der numerischen Berechnung der statischen Resttragfähigkeit der angespannten Platten wurden die Modelle hinsichtlich der Energieerhaltung (physikalisch) und der definierten mechanischen Kontakte (statisch) überprüft.

6.4.1.1 Energieerhaltungsnachweis in LS-DYNA und Modellverifikation

Der Energieerhaltungssatz in LS-DYNA bezieht sich auf eine wichtige Prüfung während der Simulation, um sicherzustellen, dass die Gesamtenergie des Systems während der Simulation erhalten bleibt. In physikalischen Systemen sollte die Gesamtenergie idealerweise konstant bleiben, es sei denn, es wird externe Arbeit verrichtet oder Energie ausgetauscht. In LS-DYNA wird der Energieerhaltungssatz verwendet, um sicherzustellen, dass numerische Instabilitäten oder Modellierungsfehler nicht zu einem unphysikalischen Verhalten führen, bei dem die Gesamtenergie des Systems unkontrolliert steigt oder fällt. Eine unkontrollierte Änderung der Gesamtenergie kann die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Simulationsergebnisse beeinträchtigen. Während einer LS-DYNA Simulation wird die Gesamtenergie des Systems regelmäßig überwacht und über die Zeit verfolgt. Diese Überwachung erfolgt durch Messung und Überwachung der kinetischen Energie (Geschwindigkeitsenergie) und der Deformationsenergie (Verformungsenergie) des Systems. Die Summe dieser Energien sollte im Laufe der Zeit annähernd konstant bleiben, abzüglich der externen Arbeit, die durch aufgebrachte Lasten oder Randbedingungen verrichtet wird. Wird während der Simulation eine signifikante Änderung der Gesamtenergie festgestellt, kann dies auf numerische Probleme oder Modellierungsfehler hinweisen, die behoben werden müssen. Der Energieerhaltungssatz ist daher ein wichtiges Werkzeug, um die Zuverlässigkeit und Konsistenz von LS-DYNA Simulationen zu überprüfen.

In LS-DYNA bezieht sich der Begriff *Hourglass Energy* auf die Energie, welche durch die Verwendung von sogenannten *Hourglass Control*-Elementen erzeugt wird. Diese Elemente werden in der FEM-Analyse verwendet, um *Hourglassing* zu vermeiden, ein unerwünschtes Phänomen, bei dem sich Elemente unter bestimmten Lastbedingungen schaufel- oder stundenglasförmig verformen. *Hourglass*-Kontrollelemente werden typischerweise verwendet, um die Stabilität von Elementen zu verbessern, insbesondere bei nichtlinearen Simulationen, bei denen lokale Instabilitäten auftreten können. Obwohl sie dazu beitragen, das *Hourglassing* zu reduzieren, erzeugen sie zusätzliche künstliche Energie, die als *Hourglass Energy* bezeichnet wird. Diese künstliche Energie kann die Gesamtenergiebilanz des Systems beeinflussen und die Simulationsergebnisse verfälschen, wenn sie nicht angemessen kontrolliert wird. Daher ist es wichtig, die Parameter für die *Hourglass*-Steuerung sorgfältig zu wählen, um eine ausreichende Stabilität zu gewährleisten, ohne die Ergebnisse zu verfälschen. Die Überwachung und Analyse der *Hourglass*-Energie ist ein wichtiger Aspekt bei der Validierung und Interpretation von Simulationsergebnissen in LS-DYNA und anderen Finite-Elemente-Programmen [183], [185].

Unter „Innerer Energie“ wird in LS-DYNA die im Inneren eines deformierbaren Körpers gespeicherte Energie verstanden, die sich aus verschiedenen Energiequellen wie Deformation, Schädigung und thermischer Erwärmung zusammensetzt. „Reibarbeit“ bezeichnet die durch Reibung zwischen Kontaktpartnern erzeugte Energie, die das Verhalten von Materialien und Strukturen in der Simulation beeinflusst.

Abbildung 6-15 zeigt die Energieerhaltung der Referenzplatte.

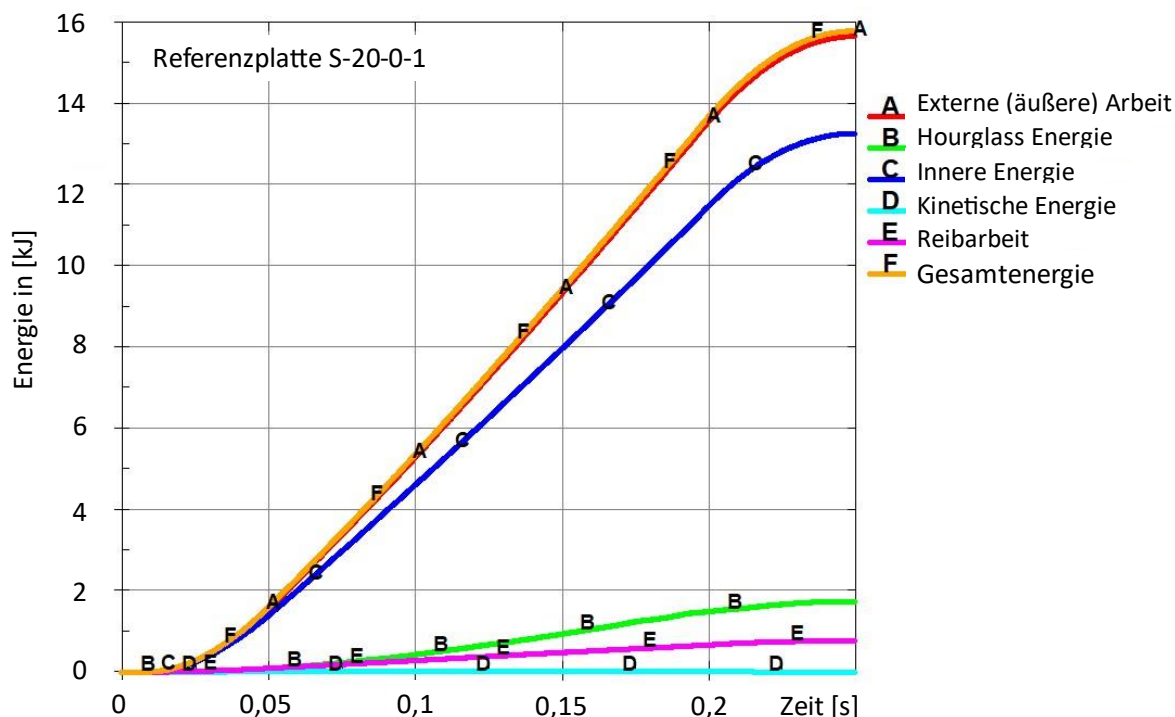


Abbildung 6-15: Energieerhaltung der Referenzplatte (S-20-0-1).

Wie aus dem Energieerhaltungssatz des Modells hervorgeht, handelt es sich bei der Simulation um einen quasistatischen Zustand (die kinetische Energie ist nahezu Null). Die von den Lastträgern in die Platte eingeleitete äußere (externe) Arbeit (A) und die Gesamtenergie des Modells (Summe $B+E=F$, siehe Abbildung 6-15) sind nahezu identisch (eine Abweichung von ca. 1-2% ist zulässig).

Die nächste Kontrolle betrifft das Gleichgewicht des statischen Systems. Die Summe der beiden Auflagerkräfte muss gleich der Last sein, die von den Lastträgern in die Platte eingeleitet wird (Abbildung 6-16). Nachfolgend ist eine grafische Darstellung des obigen Nachweises.

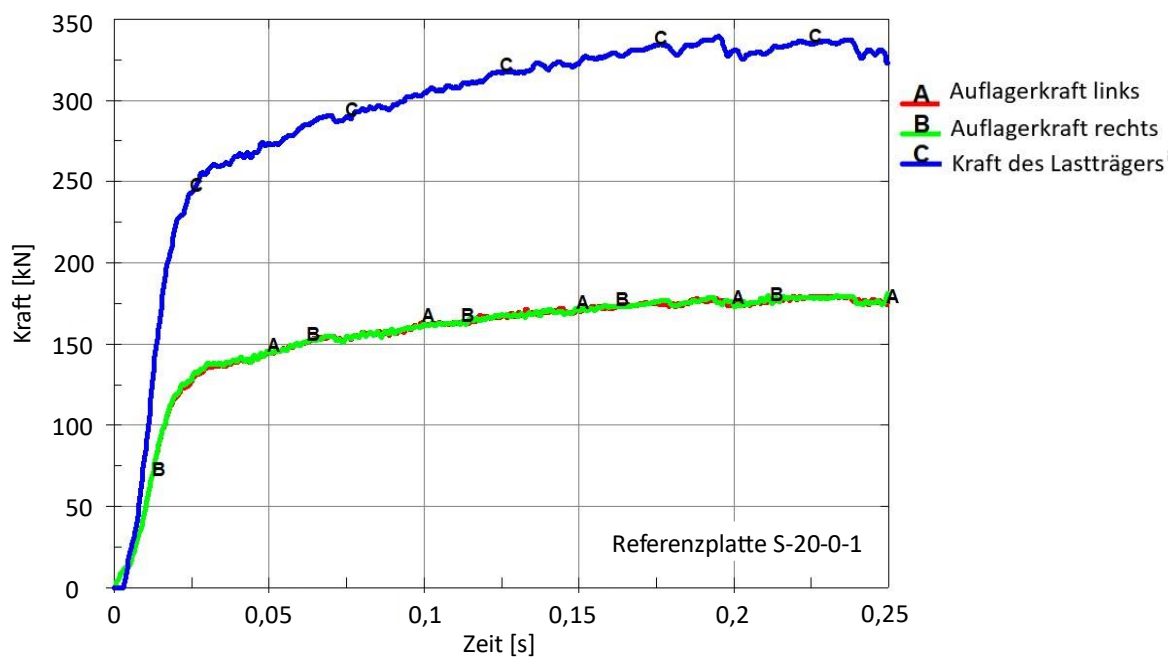


Abbildung 6-16: Überprüfung des statischen Systems.

Stahlbetonplatte S-20-0-2:

Abbildung 6-17 zeigt die Kraft-Weg-Diagramme aus der numerischen Simulation und dem experimentellen 3-Punkt-Biegeversuch zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit der Stahlbetonplatte S-20-0-2.

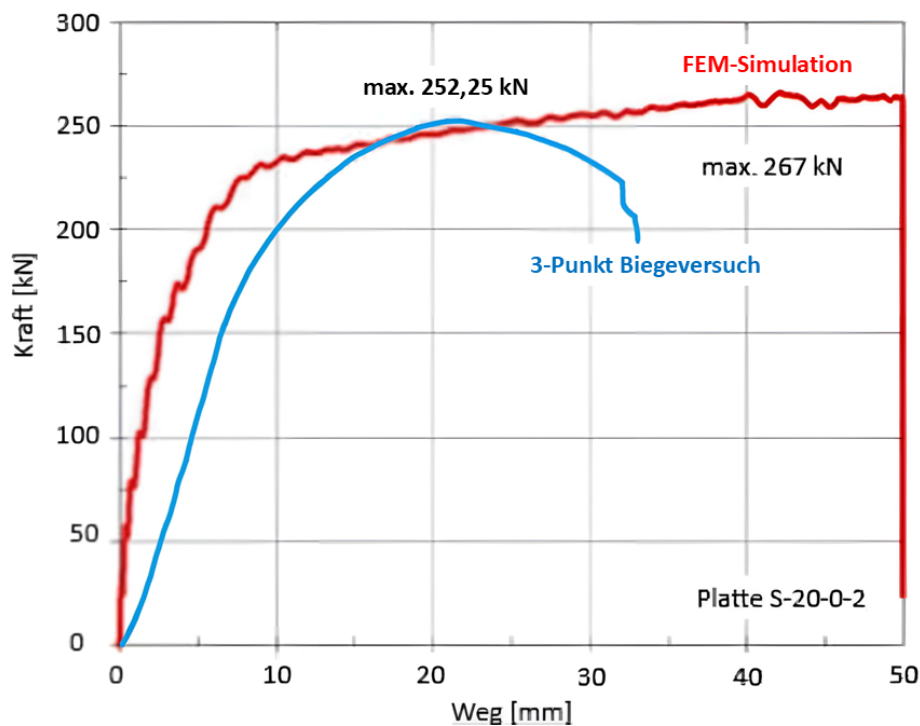


Abbildung 6-17: Kraft-Weg-Diagramme der Stahlbetonplatte S-20-0-2.

Die experimentell und numerisch ermittelten Plattensteifigkeiten und Plattenverschiebungen weichen voneinander ab. Diese Abweichungen waren zu erwarten, da bei der Modellierung der angespannten Platte die plastifizierte Bewehrung, die zahlreichen Oberflächen- und Innenrisse, die Gefügeschädigung des Betons und die plastische Verformung der Platte sowie Herstellungsfehler der Platte nicht exakt berücksichtigt werden konnten.

In der folgenden Abbildung 6-18 sind die experimentellen und numerischen Ergebnisse des Plattenbruchs (S-20-0-2) gegenübergestellt.

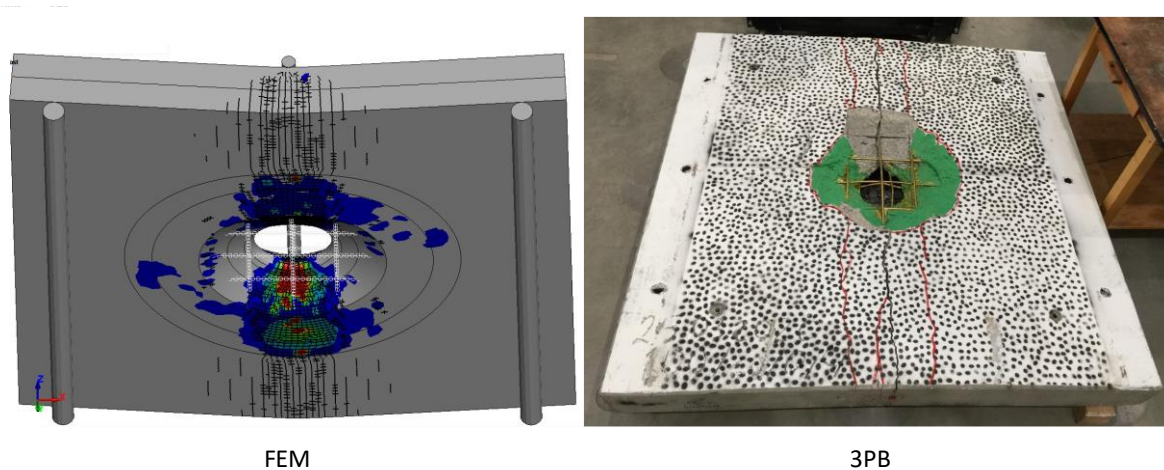


Abbildung 6-18: Rissbildung auf der Schutzseite der Stahlbetonplatte (S-20-0-2).

6.5 Auswertung der numerischen Ergebnisse

Die Tabelle 6-4 zeigt die maximalen Bruchlasten der in diesem Kapitel numerisch untersuchten Platten und deren Vergleich mit den experimentell ermittelten Werten (3-Punkt-Biegeversuch).

Tabelle 6-4: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Bruchlasten der Platten.

Nr.:	Plattennummer	Mittlere Dichte	3-Punkt-Biegeversuch	Numerische Untersuchung	Verlust der Tragfähigkeit	Verlust der Tragfähigkeit in Prozent	Abweichung numerischer und experimenteller Werte
		ρ [kg/m ³]	Bruchlast	Bruchlast			Bruchlast
			[kN]	[kN]			[kN]
1	S-20-0-1 (Refpl.)	2220	325	340	72,75	22,38	4,62
2	S-20-0-2		252,25	267			5,85
3	S-25-0-Ref.	2270	-	546	-	-	-
4	S+D-25-5-0-x-2		426,53	-	119,47	21,88	-
5	S-25-0-4		421,77	-	124,23	22,75	-
6	S-25-0-5		416,67	-	129,33	23,69	-
7	S-30-0-Ref.	2230	-	763	-	-	-
8	S-30-0-8		562,59	559	200,41	26,27	0,64
9	SF-30-0,5-Ref.	2210	-	771	-	-	-
10	SF-30-0,5-2		527,83	-	243,17	31,54	-
11	SF-30-0,5-3		548,38	-	222,62	28,87	-
12	SF-30-1-Ref.	2250	-	873	-	-	-
13	SF-30-1-1		610,47	674	262,53	30,1	10,4
14	SF-30-1-3		728,4	-	144,6	16,56	-
15	SF-30-2-Ref.	2232	-	845	-	-	-
16	SF-30-2-2		789,46	-	55,54	6,57	-
17	SF-30-2-3		733,94	-	111,06	13,14	-
18	S+SF-25-5-0-2-Ref.	2220 / 2320	-	772	-	-	-
19	S+SF-25-5-0-2-2		468,09	506	303,91	39,4	8,1

Aus den Tabellenwerten geht hervor, dass der Tragfähigkeitsverlust der Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten im Bereich von ca. 20 - 40% liegt.

Um den prozentualen Tragfähigkeitsverlust der definierten Bereiche abzuschätzen, wurde die Platte S-20-0-2 nach folgendem Verfahren numerisch untersucht. Es wurden insgesamt zwei numerische Simulationen durchgeführt. Im ersten Schritt wurde im 3D-Plattenmodell nur die Perforation mit entsprechender Geometrie modelliert und berechnet. Im zweiten Schritt wurden die Perforation und der stark geschädigte Bereich mit entsprechenden Materialeigenschaften gemeinsam im 3D-Plattenmodell modelliert und berechnet. Durch diese schrittweise Berücksichtigung der Schädigungszonen im 3D-Plattenmodell können die jeweiligen Schädigungsanteile pro Zone ermittelt werden. In Abbildung 6-19 sind die numerisch ermittelten Tragfähigkeitsverluste je Zone dargestellt.

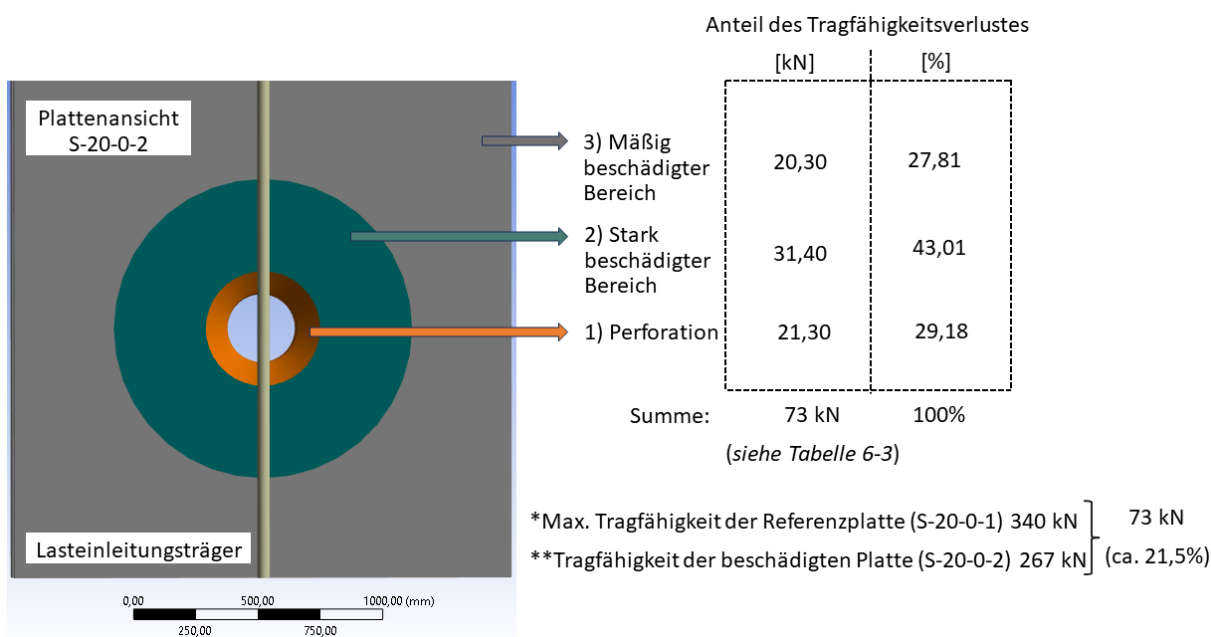


Abbildung 6-19: Anteil des Tragfähigkeitsverlustes pro Schädigungszone.

Wie die Berechnungen und Auswertungen zeigen, kann die statische Resttragfähigkeit der angespannten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mit dem neu entwickelten Ingenieurmodell in der oben beschriebenen Weise mit einer Genauigkeit von ca. 5-10% numerisch untersucht werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Eingangsparameter für die FEM-Simulation eine wichtige Rolle spielen. D. h. für die FEM-Modellierung sind die Schädigungszonen mit reduzierten Materialkennwerten (mechanische Widerstandsgrößen) und das statische System der untersuchten Konstruktion maßgebend.

Die experimentell und numerisch ermittelten Plattenverschiebungen weichen voneinander ab (siehe Kraft-Weg-Diagramme im Anhang A.6.1). Diese Abweichungen waren zu erwarten, da bei der Modellierung der angespannten Platte die plastifizierte Bewehrung, die zahlreichen Oberflächen- und Innenrisse, die Faserverteilung, die Faserorientierung, die Gefügeschädigung des Betons und die plastische Verformung der Platte sowie Herstellungsfehler der Platte nicht exakt berücksichtigt werden konnten. Die oben genannten Punkte sind derzeit Gegenstand von Forschungsarbeiten mit dem Ziel der Weiterentwicklung.

Alle diese Parameter wurden in der vorliegenden Forschungsarbeit durch Variation der Materialkennwerte und unterschiedliche Verbundarten (6.2.2.3) zwischen Beton und Bewehrung für die Plattenbereiche (mäßig geschädigt und stark geschädigt) berücksichtigt.

Für die weitere Forschung ist es wichtig, den ersten Ansatz, welcher auf der Kenntnis der Vorbelastung (Kontaktdetonation) beruht (siehe Kapitel 7.3), weiter zu untersuchen und die Ergebnisse mit den in diesem Kapitel ermittelten Werten zu vergleichen.

Um die Effizienz der Simulation der statischen Resttragfähigkeit vorgeschädigter Platten zu erhöhen, wird die Eignung anderer Materialmodelle und Software für die FEM-Simulation von Platten untersucht.

7 Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick

7.1 Zusammenfassung der Forschungsarbeit

Ziel dieser Forschungsarbeit ist die Untersuchung der Schädigung und der Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung. Da der Verbund zwischen Beton und Bewehrung maßgeblich die Tragwirkung bestimmt, ist es wichtig, die Schädigung von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbauteilen zu beschreiben und zu quantifizieren. Hervorzuheben sind die sehr hohe Anzahl und Größe der im Rahmen dieser Untersuchungen eingesetzten Probekörper, die hohe Anzahl der durchgeführten Versuche und die Anwendung verschiedenster zerstörungsfreier und zerstörender Prüfmethode. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen und Prüfungen sowie deren Auswertungen wurden am Ende der einzelnen Kapitel zusammengefasst und dargestellt.

Der erste Schritt dieser Forschungsarbeit bestand in der Organisation und Durchführung von SHB-Versuchen. Im Rahmen der Versuche wurden die dynamischen Kennwerte Elastizitätsmodul, Zugfestigkeit und Bruchenergie auf Basis von Spallations- und Spaltzugversuchen an faserbewehrten Betonproben im SHB ermittelt. Es wurden 168 Betonproben (C20/25, C40/50 und C80/95) mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten (von 0 bis 2,0 Vol.-%) sowie mit Carbon- und PP-Fasern mit 1,0 Vol.-% für Spallations- und Spaltzugversuche hergestellt und geprüft. Es konnte experimentell nachgewiesen werden, dass eine Erhöhung des Faservolumengehalts zu einer Erhöhung des E-Moduls und der Zugfestigkeit der Faserbetone führt. Darüber hinaus wird durch die Zugabe von Stahlfasern die Bruchenergie deutlich erhöht (bei 1,0 Vol.-% um den Faktor 10 gegenüber unbewehrten Proben), wobei die Erhöhung mit steigendem Fasergehalt stärker ausfällt. Dabei ist zu beachten, dass sich bei hohen Fasergehalten (2,0 Vol.-%) die Verarbeitbarkeit des Betons verschlechtert, was zu einer inhomogenen Faserverteilung und einer Zunahme der Streuung der Kennwerte führt. Das Ziel, den Trümmerflug bei stoßbeanspruchten Bauteilen zu reduzieren bzw. zu verhindern, kann durch die Zugabe von Fasern erreicht werden.

Der nächste umfangreiche Teil dieser Forschungsarbeit war die Untersuchung der angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mittels zerstörungsfreier Prüfmethode. Die Schädigung infolge der Kontaktdetonation ist lokal auf das betroffene Bauteil begrenzt und die Erfassung der Schädigung bildet die Grundlage für die korrekte Formulierung des Materialmodells zur Simulation der statischen Resttragfähigkeit der vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteile. 24 angesprengte Platten (siehe Tabelle 4-1) wurden mit Impact-Echo, Georadar, Ferrosan, 3D-Scan (Zeiss-Systeme) und Ultraschall untersucht. Mit Hilfe der o. g. ZfP-Prüfmethode war es möglich nicht nur sichtbare Schäden (Krater), sondern auch innere Schädigungsbereiche (Risse, Gefügestörungen und Hohlräume im Beton etc.) an den Platten zu identifizieren und zu quantifizieren. Zur Validierung der ZfP-Ergebnisse an den angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten

wurden diese zersägt, getrennt und an verschiedenen Stellen Bohrkerne entnommen, um die bereits gewonnenen ZfP-Ergebnisse mit den tatsächlichen Ergebnissen der zerstörenden Prüfung (ZfP) zu vergleichen und zu verifizieren. Die zerstörungsfreien Prüfverfahren Impact-Echo, Ultraschall und Georadar sind am besten geeignet, um innere Schädigungszonen an den Platten zu erkennen. Mit den genannten Messverfahren können die Bereiche der Risszone, der Erschütterungszone von Stahlbetonbauteilen, nach hochdynamischer Beanspruchung ohne Angaben von Materialkennwerten klassifiziert werden. Die Forschungsarbeiten haben sich erfolgreich mit der Untersuchung von Schäden an durch Kontaktdetonation geschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mittels zerstörungsfreier Prüfmethode befassen. Somit kann das Ziel 1: Entwicklung einer Definition von Schädigungsarten und -kategorien für sprengstoffgeschädigte Massivbauteile bestätigt werden. Das Ziel 2: Ermittlung und Bewertung geeigneter zerstörungsfreier Prüfmethode (ZfP) zur umfassenden Schadensbewertung und zur Unterstützung der Resttragfähigkeitsanalyse vorgeschädigter Bauteile wurde durch umfangreiche Versuche und Analysen, den Einsatz verschiedener zerstörungsfreier Prüfmethode wie Impact-Echo, Georadar, Ferroskan, 3D-Scan und Ultraschall und den anschließenden Vergleich mit den Ergebnissen zerstörender Prüfmethode erreicht. Durch die Kombination dieser Techniken konnten nicht nur sichtbare Schäden, sondern auch innere Schäden wie Risse, Gefügestörungen und Hohlräume genau identifiziert und quantifiziert werden.

Nach Abschluss der experimentellen ZfP-Untersuchungen wurden die angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten im 3-Punkt-Biegeversuch geprüft. Die aufnehmbaren Lasten und die auftretenden Verformungen wurden aufgezeichnet. Mit optischen Messsystemen wurden die Verformungen, Verzerrungen und der Rissfortschritt auf der Schutzseite der Plattenoberfläche erfasst und ausgewertet.

Auf der Grundlage der ZfP, der ZP-Messergebnisse und unter Berücksichtigung der Ergebnisse der experimentellen statischen Materialkennwerte der geschädigten (angesprengten) und ungeschädigten Platten wurde ein neues Ingenieurmodell zur numerischen Simulation von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen entwickelt. Dies entspricht Ziel 3 der Forschungsarbeit. Anschließend wurde die statische Resttragfähigkeit der vorgeschädigten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten anhand einer geschädigten Stahlbetonplatte durch numerische FEM-Simulation ermittelt. Zur Modellierung der geschädigten Stahlbetonplatte wird das neu entwickelte Ingenieurmodell (Kapitel 5.6.3) zur Beschreibung der Plattenschädigung verwendet. Abschließend werden die Ergebnisse der FE-Modelle mit den Ergebnissen der experimentellen Resttragfähigkeitsuntersuchungen (3PB) der Platten verglichen und validiert. Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass die statische Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten mit einer Genauigkeit von ca. 5-10 % numerisch nachgewiesen werden kann. Die Ergebnisse von FEM- und 3-Punkt-Biegeversuchen haben gezeigt, dass Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteile mit

einer Dicke von bis zu 30 cm unter der Einwirkung von handelsüblichen Sprengsätzen bis 2,5 kg, wie sie häufig von Terroristen verwendet werden, erheblich geschädigt werden können und bis zu ca. 40 % ihrer Tragfähigkeit verlieren (siehe Kapitel 6.5).

7.2 Diskussion

Die vorliegende Forschungsarbeit stellt eine umfassende Untersuchung der Schädigung und der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung dar. Die diskutierten Ergebnisse und Erkenntnisse werfen einige wichtige Fragen auf und bieten Möglichkeiten für zukünftige Forschungsarbeiten, die zur Verbesserung der Sicherheit und Dauerhaftigkeit von Bauwerken beitragen können.

Ein zentraler Aspekt der Diskussion betrifft die Genauigkeit und Zuverlässigkeit des neu entwickelten Ingenieurmodells zur Beschreibung der Schädigung und zur Simulation der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Platten. Trotz vielversprechender numerischer Ergebnisse ist eine breitere Validierung des Modells an einer größeren Stichprobe von Bauteilen erforderlich, um dessen Allgemeingültigkeit und Anwendbarkeit zu bestätigen. Zusätzlich zu den Herausforderungen der Modellierung, die komplexe Geometrien, Materialeigenschaften, Schädigungszonen und Lastbedingungen umfasst, treten Schwierigkeiten bei der Erfassung der Eingangsparameter und der Modellvalidierung durch Vergleich mit experimentellen Daten auf (vgl. Kapitel 6.4).

Die in Kapitel 5 durchgeführten Untersuchungen mittels zerstörungsfreier und zerstörender Prüfung (ZfP) zeigen den positiven Einfluss des Einsatzes von Stahlfasern im Schutzbau. Der Einsatz von Stahlfasern in Schutzkonstruktionen, wie z. B. Stahlfaserbetonplatten, weist sowohl positive als auch negative Aspekte auf, die bei der Beurteilung der Eignung für spezifische Anwendungen sorgfältig berücksichtigt werden müssen. Basierend auf computertomographischen und mikroskopischen Untersuchungen werden einige der wichtigsten Punkte zusammengefasst:

Positive Aspekte:

- Erhöhung der Resttragfähigkeit: Die Einlagerung von Stahlfasern kann die statische Resttragfähigkeit von Betonbauteilen erhöhen, was insbesondere nach hochdynamischen Beanspruchungen wie Explosionen oder Beschuss von Bedeutung ist.
- Verbesserung der Duktilität: Stahlfasern können die Verformbarkeit und das Energieabsorptionsvermögen von Beton verbessern, was bei dynamischen Belastungen von Vorteil ist.
- Risskontrolle: Stahlfasern tragen dazu bei, die Rissbildung zu kontrollieren und die Rissbreite unter Belastung zu minimieren, was die strukturelle Integrität des Bauteils verbessert.

Negative Aspekte:

- Ungleichmäßige Faserverteilung: Eine ungleichmäßige Verteilung der Stahlfasern kann zu Schwachstellen im Material führen, die die Gesamtleistung des Schutzelements beeinträchtigen. Wenn die Fasern nicht richtig ausgerichtet sind, kann dies die Wirksamkeit der Fasern bei der Lastübertragung und -verteilung und damit die Schutzwirkung verringern.
- Hohe Faserkonzentration: Ein zu hoher Gehalt an Stahlfasern kann zu Verarbeitungsproblemen führen, z. B. zu Schwierigkeiten beim Mischen und Pumpen des Betons, und die Homogenität des Betons beeinträchtigen.
- Materialermüdung: Bei wiederholter dynamischer Belastung kann Stahlfaserbeton ermüden, was mit der Zeit die Tragfähigkeit beeinträchtigen kann.
- Kosten und Verarbeitbarkeit: Stahlfaserbeton kann in der Herstellung teurer sein und erfordert besondere Verfahren bei der Verarbeitung und beim Einbau.

Insgesamt bietet Stahlfaserbeton bedeutende Vorteile für den Einsatz in Schutzbauwerken, insbesondere durch seine Fähigkeit, die strukturelle Integrität unter dynamischen Belastungen zu verbessern. Die Herausforderungen bei der Herstellung und die Homogenität des Materials sind jedoch wichtige Faktoren, die bei der Planung und Anwendung berücksichtigt werden müssen. Weitere Forschung und Entwicklung ist erforderlich, um die Leistungsfähigkeit des Materials zu optimieren und die Anwendungsbereiche von Stahlfaserbeton zu erweitern.

Die numerischen Berechnungen von Stahlfaserbetonbauteilen (z. B. in LS-DYNA) sind aus verschiedenen Gründen mit Schwierigkeiten verbunden:

- Komplexes Materialverhalten: Stahlfaserbeton weist ein komplexes Materialverhalten auf, das durch die Wechselwirkung zwischen der Betonmatrix und den Stahlfasern geprägt ist. Dazu gehören nichtlineare elastische, plastische und bruchmechanische Eigenschaften, die schwer zu modellieren sind.
- Heterogene Materialstruktur: Die heterogene Struktur von Stahlfaserbeton, bedingt durch die unregelmäßige Verteilung der Stahlfasern im Beton, erschwert die Modellierung und Simulation in LS-DYNA. Die Stahlfasern können nicht nur unterschiedlich orientiert sein, sondern auch in unterschiedlicher Dichte im Beton vorliegen (vgl. Kapitel 5 Computertomographische Untersuchungen).
- Feinskalige Interaktion: Die Interaktion zwischen den Stahlfasern und der Betonmatrix findet auf einer feinen Skala statt, was eine detaillierte Modellierung erfordert. Dies kann zu einer großen Anzahl von Elementen im Modell führen, was wiederum die Rechenzeit erhöht.
- Mangel an geeigneten Materialmodellen: Obwohl LS-DYNA eine Vielzahl von Materialmodellen für Beton und Stahl bietet, können diese die spezifischen Eigenschaften von Stahlfaserbeton nicht adäquat erfassen. Die Modellierung von

Stahlfasern in Beton erfordert häufig die Verwendung spezieller Materialmodelle, die nicht standardmäßig in LS-DYNA verfügbar sind.

Trotz dieser Herausforderungen gibt es Materialmodelle, die für die Modellierung von Stahlfaserbeton in LS-DYNA verwendet werden können, wie z. B. das *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) oder *Composite Damaged Plasticity* (CDP) Modell, die die Nichtlinearitäten und die Bruchmechanik von Betonmaterialien berücksichtigen können. Die genaue Modellierung von Stahlfaserbeton erfordert jedoch häufig die Anpassung und Validierung dieser Materialmodelle für spezifische Anwendungen und Materialzusammensetzungen.

Das neu entwickelte Ingenieurmodell (siehe Kapitel 5.6.3) für die numerische Simulation der statischen Resttragfähigkeit von angespannten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen kann einige potentielle Nachteile aufweisen:

- Komplexität der Modellierung: Die Modellierung von angespannten Platten ist eine komplexe Aufgabe, die eine genaue Berücksichtigung verschiedener Parameter, einschließlich Materialeigenschaften, Geometrie, Schädigungszonen und Lastbedingungen, erfordert. Das Ingenieurmodell muss diese Komplexität erfassen und angemessen berücksichtigen, was zu einem erhöhten Modellierungsaufwand führen kann.
- Eingabeparameter und Unsicherheiten: Die Genauigkeit der numerischen Simulation hängt stark von den Eingabeparametern ab, die in das Modell eingegeben werden. Diese Parameter können mit Hilfe des neu entwickelten Ingenieurmodells bestimmt oder geschätzt werden, was mit Unsicherheiten verbunden sein und die Zuverlässigkeit der Simulation beeinträchtigen kann.
- Modellvalidierung: Die Validierung des neu entwickelten Ingenieurmodells erfordert den Vergleich der numerischen Ergebnisse mit experimentellen Daten, was eine Herausforderung darstellen kann. Die Modellierung realer Schädigungsmechanismen und die Reproduktion experimenteller Bedingungen in der numerischen Simulation können schwierig sein und die Genauigkeit der Vorhersagen beeinflussen.
- Einschränkungen des Modells: Das ingenieurmäßige Modell kann bestimmte Annahmen und Vereinfachungen enthalten, die die Realität möglicherweise nicht vollständig erfassen. Dies kann zu Einschränkungen in der Anwendbarkeit des Modells führen und seine Genauigkeit in bestimmten Szenarien beeinträchtigen.
- Rechenaufwand: Die Durchführung numerischer Simulationen mit dem Ingenieurmodell kann mit einem erheblichen Rechenaufwand verbunden sein, insbesondere wenn komplexe Geometrien und Lastbedingungen zu berücksichtigen sind. Dies kann zu längeren Rechenzeiten und höheren Kosten führen.

Insgesamt ist es wichtig, die Vor- und Nachteile des neu entwickelten Ingenieurmodells sorgfältig abzuwägen und seine Anwendbarkeit und Grenzen in verschiedenen

Anwendungsfällen zu berücksichtigen. Weitere Forschung und Validierung sind erforderlich, um die Zuverlässigkeit und Genauigkeit des Modells zu verbessern.

Ein letzter Diskussionspunkt, der während der Untersuchung auftrat, waren die Abweichungen zwischen den experimentell und numerisch ermittelten Plattenverschiebungen, wie sie in den Kraft-Weg-Diagrammen in Anhang A.6.1 dargestellt sind. Diese Abweichungen waren zu erwarten, da bei der Modellierung der angesprengten Platte verschiedene komplexe Faktoren nicht genau berücksichtigt werden konnten, wie z. B. plastifizierte Bewehrung, Risse an der Oberfläche und im Inneren des Betons, des Weiteren Faserverteilung und -orientierung sowie Herstellungsfehler der Platte. Es besteht weiterer Forschungsbedarf, um diese Aspekte genauer zu untersuchen.

7.3 Ausblick

Die vorliegende Untersuchung lieferte wichtige Erkenntnisse über die Schädigung und die statische Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung. Während viele Fragen im Rahmen dieser Untersuchung beantwortet werden konnten, bleiben einige Bereiche offen und bieten Potenzial für zukünftige Forschung und Entwicklung. Der folgende Ausblick zeigt mögliche Forschungsrichtungen und Herausforderungen auf und skizziert denkbare Methoden und Ansätze zur Bearbeitung dieser Fragestellungen.

Ein besonders vielversprechender Bereich für weitere Untersuchungen ist die genaue Analyse der Bewehrungsschädigung (siehe Kapitel 5.2). Während in dieser Forschungsarbeit die Betonschädigung im Vordergrund stand, stellt die Analyse der Bewehrungsschädigung ein weiteres wichtiges Forschungsfeld dar. Die Bewehrung spielt eine entscheidende Rolle für die Tragfähigkeit von Stahlbetontragwerken und das Verständnis ihrer Schädigungsmuster unter hochdynamischer Beanspruchung ist von grundlegender Bedeutung für die Sicherheit und Integrität von Bauwerken.

Eine detailliertere Analyse von Bewehrungsschäden und deren Auswirkungen auf die Resttragfähigkeit sollte in weiterführenden Untersuchungen durchgeführt werden. Hierzu könnten innovative zerstörungsfreie Prüfmethode wie Röntgen- und magnetinduktive Verfahren eingesetzt werden. Die Kombination dieser Methoden mit computergestützten Simulationen könnte tiefere Einblicke in das Verhalten der Bewehrung unter hochdynamischer Beanspruchung ermöglichen und dazu beitragen, die Sicherheit und Leistungsfähigkeit von Bauwerken zu verbessern. Die Ergebnisse solcher Untersuchungen würden nicht nur das Verständnis von Bewehrungsschäden vertiefen, sondern auch neue Ansätze für die Planung, Instandhaltung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken liefern. Dies könnte letztlich zu sichereren und widerstandsfähigeren Bauwerken führen, die den Belastungen durch hochdynamische Einwirkungen besser standhalten.

Ein weiteres vielversprechendes Forschungsfeld ist die Untersuchung der Wirksamkeit von Stahlfasern zur Verbesserung der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung (siehe Kapitel 5.5.4). Die vorliegende Forschungsarbeit hat nicht nur gezeigt, dass die Wirksamkeit von Stahlfasern auf die statische Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen von der Höhe der Vorlast abhängt, sondern auch mögliche Einflussfaktoren aufgezeigt, die einer weiteren Untersuchung bedürfen. Insbesondere wurde der Zusammenhang zwischen der maximalen Belastung und dem Fasergehalt aufgezeigt und festgestellt, dass dieser Zusammenhang von verschiedenen Faktoren abhängig sein könnte. Mögliche Einflussfaktoren könnten sowohl stofflicher als auch konstruktiver Natur sein, wie z. B. die Betonzusammensetzung, die Faserlänge und -orientierung, die Belastungsgeschichte sowie die geometrischen Eigenschaften der Bauteile. Für zukünftige Forschungsvorhaben ist es daher von entscheidender Bedeutung, diese vermuteten Einflussfaktoren genauer zu untersuchen und zu verifizieren. Durch systematische Experimente und computergestützte Simulationen kann ein tieferes Verständnis der Mechanismen entwickelt werden, die die Wirksamkeit von Stahlfasern bei der Verbesserung der Resttragfähigkeit beeinflussen. Darüber hinaus bietet die Identifizierung dieser Einflussfaktoren die Möglichkeit, gezieltere und effizientere Konstruktions- und Materialanpassungen vorzunehmen, um die Leistungsfähigkeit von Stahlbetontragwerken unter verschiedenen Belastungsszenarien zu optimieren [187], [188], [130].

Das nächste Forschungsthema ist die Automatisierung und Optimierung der Auswertung von ZfP-Ergebnissen und numerischen Modellierungsarbeiten:

Die Erfassung und Analyse der Kratergeometrie nach hochdynamischer Belastung mit Hilfe von 3D-Scans bietet ein Potenzial zur Verbesserung der Modellierungstechniken in der Finite-Elemente-Methode (FEM). Zukünftige Arbeiten könnten darauf abzielen, die Datengröße und Komplexität der gescannten Modelle zu reduzieren, um ihre Integration in FEM-Software zu erleichtern, sie zu automatisieren und genauere Simulationen der statischen Resttragfähigkeit zu ermöglichen.

Wie bereits in Kapitel 5.3 erwähnt, ermöglichen zerstörungsfreie Prüfmethoden wie Impact-Echo und Ultraschall die Identifizierung und Lokalisierung von Massivbauschäden, jedoch ohne Angabe von Materialkennwerten. Zur Lösung dieses Problems wird derzeit auf die Entnahme von Bohrkernen zurückgegriffen, die anschließend experimentell bestimmt werden. Schließlich könnten neue und innovative Methoden, wie der Einsatz von faseroptischen Sensoren (Glasfasern) in der Probe, die Effizienz und Genauigkeit von Experimenten und Schadensbewertungen verbessern.

Faseroptische Sensoren, die in Stahlbetonbauteile eingebaut werden, können eine Vielzahl wichtiger Parameter während einer Kontaktdetonation messen. Nachfolgend sind einige der wichtigsten Daten aufgeführt, die diese Sensoren typischerweise messen können:

- Dehnung: Faseroptische Sensoren, insbesondere solche, die auf Faser-Bragg-Gittern (FBG) basieren, reagieren sehr empfindlich auf Dehnungsmessungen. Während einer Explosion können diese Sensoren die Dehnung des Betons messen, was Rückschlüsse auf die Belastung und Verformung des Materials unter extremen Bedingungen zulässt.
- Temperatur: Faseroptische Sensoren können auch zur Messung von Temperaturänderungen eingesetzt werden. Bei einer Detonation können durch die schnelle Energieabgabe hohe Temperaturen entstehen, die die Integrität des Stahlbetons beeinflussen können.
- Vibrationen und Beschleunigungen: Einige faseroptische Sensoren können Schwingungen und Beschleunigungen messen. Diese Messungen sind besonders wichtig, um die dynamischen Reaktionen des Betons auf die Druckwellen einer Detonation zu verstehen.
- Druckwellen: Spezielle faseroptische Sensoren können auch Druckänderungen messen, die durch die Explosionswelle verursacht werden. Diese Informationen sind wichtig, um die Auswirkungen der Druckwellen auf das Bauwerk zu analysieren.
- Akustische Emissionen: Faseroptische Sensoren können ebenso zur Detektion akustischer Emissionen eingesetzt werden, die durch Risse oder Brüche im Material während der Explosion entstehen. Diese Daten helfen bei der Überwachung der Schadensentwicklung in Echtzeit.

Durch die Integration von faseroptischen Sensoren in Stahlbetonbauteile können somit wichtige Informationen über das Verhalten und die Integrität der Struktur unter extremen Belastungen gewonnen werden. Diese Daten sind nicht nur für die Überwachung der aktuellen Belastung wichtig, sondern können auch für die zukünftige Planung und Verbesserung von Explosionsschutzmaßnahmen in Bauwerken von großer Bedeutung sein. Ein weiterer wichtiger Aspekt ist zunächst die Überprüfung der Eignung der Methode unter hochdynamischen Bedingungen.

Die Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (siehe Kapitel 6.2) haben gezeigt, dass das neu entwickelte Ingenieurmodell eine numerische Analyse mit einer Genauigkeit von ca. 5-10 % ermöglicht. Es muss jedoch betont werden, dass die Genauigkeit der Ergebnisse stark von den Eingangsparametern der FEM-Simulation abhängt. Dies betrifft insbesondere die korrekte Modellierung von Schädigungszonen mit reduzierten Materialkennwerten sowie die Definition des statischen Systems der untersuchten Konstruktion. Ein weiterer Forschungsaspekt, der während der Untersuchung auftrat, sind die Abweichungen zwischen den experimentell und numerisch ermittelten Plattenverschiebungen, wie sie in den Kraft-Weg-Diagrammen in Anhang A.6.1 dargestellt sind. Diese Abweichungen waren zu erwarten, da bei der Modellierung der angesprengten Platte verschiedene komplexe Faktoren nicht exakt berücksichtigt werden konnten, darunter plastifizierte Bewehrung, Risse an der

Betonoberfläche und im Beton, Faserverteilung und -orientierung sowie Herstellungsfehler der Platte. Es besteht weiterer Forschungsbedarf, um diese Aspekte genauer zu untersuchen. Das neu entwickelte Ingenieurmodell soll unter Berücksichtigung von Ansätzen des maschinellen Lernens weiterentwickelt werden. Dabei sind vor allem die Verbesserung der Modellierung von Schädigungszonen und die Berücksichtigung der oben genannten Einflussfaktoren von Bedeutung. Ein weiterer wichtiger Schritt besteht darin, die Effizienz der Simulation der statischen Resttragfähigkeit vorgeschädigter Platten zu erhöhen. Dazu wird die Eignung anderer Materialmodelle und Software für die FEM-Simulation von Platten intensiv untersucht. Die Wahl des richtigen Materialmodells und der richtigen Software kann einen erheblichen Einfluss auf die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Simulationsergebnisse haben. Daher ist es wichtig, verschiedene Optionen zu untersuchen und diejenigen auszuwählen, die die besten Ergebnisse liefern.

Vor dem Hintergrund technologischer Innovationen und der aktuellen geopolitischen Lage sind darüber hinaus folgende Forschungsfelder von Bedeutung:

- Angesichts der aktuellen geopolitischen Lage und der sich rasch ausbreitenden Terrorwelle ist es von großer Bedeutung, die Möglichkeiten und Methoden des Wiederaufbaus von durch Terroranschläge beschädigten Bauwerken (Stahlbetonbauteilen) zu untersuchen. In diesem Zusammenhang kommt der Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen nach hochdynamischer Beanspruchung eine besondere Bedeutung zu. Nach der Instandsetzung bzw. Verstärkung des Bauteils wird die Wirksamkeit der Maßnahme hinsichtlich des Erreichens der ursprünglichen Tragfähigkeit des Bauteils und des Verhaltens des verstärkten Bauteils ein zweites Mal hochdynamisch beansprucht.
- Aus wissenschaftlicher Sicht ist es wünschenswert, für einige Versuche neue und innovativere Mess- und Auswertemethoden einzusetzen, die eine effiziente Lösung der untersuchten Probleme ermöglichen. Zum Beispiel faseroptische Sensoren (Glasfaser) bei der Kontaktdetonation zur Bestimmung der Druckwellenverteilung in Beton und Bewehrung und zur Bestimmung der Verformungsgeschwindigkeit in Beton und Bewehrung. Diese Techniken waren zu Beginn der vorliegenden Forschungsarbeit noch nicht verfügbar und der Nutzen ergab sich aus den gesammelten Erfahrungen.

8 Literaturverzeichnis

- [1] H. S. Müller, U. Nolting und J. Link, Hrsg. Sicherheit durch Beton: Schutz vor Explosion, Brand und Risikostoffen, 13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 2017.
- [2] M. Fuchs, Stahlbetonbauteile nach außergewöhnlicher Einwirkung – Schadensquantifizierung und Instandsetzung, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2009.
- [3] F. Landmann, „Dokumentation der Parameteruntersuchungen des Schädigungsverhaltens von Stahlbetonplatten unter Kontaktdetonation,“ Wehrtechnische Dienststelle für Schutz- und Sondertechnik WTD 52 , Oberjettenberg, 2001.
- [4] Kompetenzverbund Kerntechnik, „Nukleare Sicherheitsforschung – Neuorientierung an aktuellen energiepolitischen Rahmenbedingungen,“ (Hrsg.) GRS, Evaluierungsbericht der Nuklearen Sicherheitsforschung, 2013.
- [5] P. Laufs, Reaktorsicherheit für Leistungskernkraftwerke, Springer Verlag, Berlin, 2013.
- [6] N. Gebbeken und S. Greulich, „Tragverhalten von Betonbauteilen unter Detonations- und Impaktbelastung,“ in *1. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau*, 2004.
- [7] M. Ruppert, Zur numerischen Simulation von hochdynamisch beanspruchten Betonstrukturen, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2000.
- [8] R. Wensauer, Zum Einfluss hochdynamischer Einwirkungen auf das Verbundverhalten von Stahlbeton, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2013.
- [9] G. Rehm, „Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1961.
- [10] H. Martin und P. Noakowski, „Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1981.
- [11] G. Schmidt-Thrö, L. Stöckl und H. Kupfer, „Einfluß der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 378*, Beuth Verlag, Berlin, 1986.

- [12] M. Michal, Verbund von Beton und Bewehrung unter hochdynamischen Beanspruchungen, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2016.
- [13] L. Vandewalle, „Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Bending Test,“ *Materials and Structures Vol. 35*, pp. 579-582, 2002.
- [14] C. Albertini und M. Montagnani, „Testing techniques based on the split Hopkinson bar,“ in *Proceedings of the Conference on Mechanical Properties at High Rates of Strain*, Oxford, 1974.
- [15] H. Schuler, Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton, Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik - Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Erst-Mach-Institut, Freiburg, 2004.
- [16] G. Lohrmann, „Faserbeton unter hohen Dehngeschwindigkeiten,“ Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 1998.
- [17] O. Mosig, V. Zohrabyan, M. Curbach, T. Braml, M. Keuser und N. Gebbeken, „Spallationsversuche von Faserbetonprobekörpern im Split-Hopkinson-Bar,“ *Beton- und Stahlbetonbau 116, H.6*, pp. 468-478, 2021.
- [18] O. Mosig, V. Zohrabyan, M. Curbach und T. Braml, „The fracture energy of fiber reinforced concretes under high strain rates,“ in *26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT)*, Berlin/Potsdam, Germany, 10-15 Jul., 2022.
- [19] O. Mosig, Einfluss von Poren und Porenwasser auf die Festigkeitssteigerung von Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2021.
- [20] N. Gebbeken, M. Keuser, B. Esteban und M. Michal, „Verhalten von Beton- und Stalbetonbauteilen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten, Reaktorsicherheitsforschung RS1510,“ Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 2016.
- [21] T. F. Zircher, Vermeidung des Trümmerfluges bei Stahlfaserbetonbauteilen unter Kontaktdetonation - Entwicklung eines Ingenieurmodells, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2020.
- [22] J. Weerhheijm, A. van Doormaal und J. Mediavilla, „Concrete Structures under Blast Loading Dynamic Response, Damage, and Residual Strength, Resilience of Cities to Terrorist and other Threats,“ *NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security*, pp. 217-238, 2008.

- [23] R. Beutel, F. Finck, C. U. Große und H. W. Reinhardt, „Untersuchung der inneren Struktur einer Spannbetonbrücke mit Hilfe des Impact-Echo- und des Radar-Verfahrens,“ in *DGZfP-Jahrestagung*, Rostock, 2005.
- [24] N. Carino und M. Sansalone, „Detection of Voids in Grouted Ducts using the Impact-Echo Method,“ *ACI Materials Journal Vol. 89, Nr.3*, pp. 396-403, 1992.
- [25] B. Jaeger und M. Sansalone, „Using Impact-Echo to assess tendon ducts,“ *ACI Concrete International Vol. 19, Nr. 2*, pp. 42-46, 1997.
- [26] C. Cheng und M. Sansalone, „Determining the minimum crack width that can be detected using the Impact- Echo method – Part II: Numerical fracture analyses, Materials and Structures,“ *Materials and Structures Vol.28, Nr. 2*, pp. 125-132, 1995.
- [27] C. Cheng und M. Sansalone, „Determining the minimum crack width that can be detected using the Impact- Echo method – Part I: Experimental study,“ *Materials and Structures Vol. 28, Nr. 2*, pp. 74-82, 1995.
- [28] T. Braml, M. Keuser und K. Bergmeister, „Entwicklung eines baupraktischen Näherungsverfahrens zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Bauwerksüberprüfungen,“ *Beton- und Stahlbetonbau Heft 106*, pp. 178-186, 2011.
- [29] T. Braml und M. Keuser, „Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung,“ *Beton- und Stahlbetonbau Heft 104*, pp. 256-267, 2009.
- [30] I. Mangering und E. Hiller, „Bestimmung der Resttragfähigkeit von vorbelasteten Stahlbetonplatten,“ Untersuchungsbericht, Universität der Bundeswehr München, 2002.
- [31] L. Rüdiger, Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderungen im gerissenen Zustand, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2009.
- [32] S. Greulich, Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung, Abschlussbericht, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [33] M. Hering, T. Kühn und M. Curbach, „Bauteilverhalten unter stoßartiger Beanspruchung durch aufprallende Behälter (Flugzeugtanks) – Phase 1B: Quantifizierung der Schädigungen des Betongefüges, Teilprojekt: Fallturmversuche,“ Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2017.

- [34] N. Gebbeken und T. Hartmann, „A New Methodology for the Assessment of the EoS Data of Concrete,“ *International Journal of Protective Structures*, pp. 299-317, 2010.
- [35] W. Riedel, Beton unter dynamischen Lasten: Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter, Dissertation, Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik (Ed.), Ernst-Mach-Institut (EMI), Freiburg: Fraunhofer IRB Verlag, 2004.
- [36] L. Gödde, Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- [37] T. Hartmann, Zur mesomechanischen Modellierung von Beton und ihrer Anwendung zur makromechanischen Modellbildung, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2009.
- [38] S. Greulich, Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [39] M. Keuser, Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen, Dissertation, VDI-Fortschrittsberichte, Reihe 4, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985.
- [40] M. Meyers, *Dynamic Behavior of Materials*, Wiley, 1994.
- [41] *DIN 1045-2: 2023-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2023.*
- [42] *DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 11: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Berlin, 2011.*
- [43] *DIN EN 12390-3:2009-10 (2009) Prüfung von Festbeton –Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019.*
- [44] *DIN 1045-2:2008-08 (2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin, 2008.*
- [45] K. Zilch und G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, 1. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 2006.

- [46] A. Hillerborg, M. Modeer und P. E. Peterson, „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements,“ *Cement and Concrete Research Vol. 6*, pp. 773–782, Pergamon Press, New York, 1976.
- [47] H. G. Heilmann, „Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeiten des Betons,“ *Beton 19, Nr. 2*, pp. 68-74, Bau+Technik Verlag, 1969.
- [48] H. G. Heilmann, H. Hilsdorf und K. Finsterwalder, „Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen.,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 203*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1969.
- [49] P. Noakowski, „Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite,“ *Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 7 und Heft 8*, pp. 185-190 und 215-221, 1985.
- [50] P. Noakowski, „Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rißbreite,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 394*, Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [51] P. Noakowski, M. Breddermann, A. Harling und M. Rost, „Turmartige Industriebauwerke-Bemessungsgrundlagen der CICIND, DIN EN 13084 und DIN V 1056 mit Beispielen und Anwendungen,“ *Betonkalender 2006, Teil 1*, pp. 225-318, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006.
- [52] R. Eligehausen, E. P. Popov und V. V. Bertero, „Local Bond Stress Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations; Experimental Results and Analytical Model. Report No. UCB/EERC/-83/23,“ Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA, 1983.
- [53] R. Tepfers, „Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing,“ *Magazine of Concrete Research Vol. 31, No. 106*, pp. 3-12, London, England, 1979.
- [54] H. Martin, „Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 228*, Beuth Verlag, Berlin, 1973.
- [55] P. Noakowski, „Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 296*, Ernst & Sohn Verlag, 1978.
- [56] E. P. Popov, „Bond and Anchorage of Reinforcing Bars under Cyclic Loading,“ *ACI Journal, Proceedings Vol. 81, Nr. 4*, pp. 340-349, 1984.

- [57] K. Holschemacher, F. Dehn und D. Weisse, „Untersuchungen zum Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton und Bewehrungsstahl unter Ermüdungsbeanspruchung,“ Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 407 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Leipzig, 2004.
- [58] G. Günther, Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung, Dissertation, Institut für Massivbau, Gesamthochschule, 1989.
- [59] G. König und N. Tue, Grundlagen des Stahlbetonbaus, Einführung in die Bemessung nach Eurocode 2, Teubner Verlag, Stuttgart - Leipzig, 1998.
- [60] M. Keuser, Massivbau I - III. Vorlesungsskript, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau - Massivbau, Universität der Bundeswehr, Neubiberg, 2009.
- [61] K. Speck, Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2007.
- [62] H. Kupfer, „Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 229*, Beuth Verlag, Berlin, 1973.
- [63] H. Kupfer und H. K. Hilsdorf, „Behavior of Concrete under Biaxial Stresses,“ *ACI Journal Vol. 66*, pp. 656-665, 1969.
- [64] G. Schickert und H. Winkler, „Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 277*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1977.
- [65] *DIN EN 14889-1:2006-11 (2006): Fasern für Beton – Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität; Deutsche Fassung EN 14889-1:2006.*
- [66] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.) (2012) Richtlinie Stahlfaserbeton. Ausgabe November 2012.*
- [67] B. Wietek, Stahlfaserbeton, Grundlagen und Praxisanwendung, 2., überarbeitete Auflage, 2010.
- [68] B. Wietek, Faserbeton im Bauwesen, Springer Vieweg, Sistrans, Österreich, 2017.
- [69] B. Wietek, Faserbeton, Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2020.
- [70] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. -D. Wörner, „Schwerpunkte: Spannbeton, Spezialbetone,“ *Beton-Kalender 2016*, Bd. 2, Ernst Wilhelm & Sohn, Berlin, 2016.

- [71] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. -D. Wörner, „Schwerpunkte: Parkbauten; Geotechnik und Eurocode 7,“ *Beton-Kalender 2019 Bd.2*, Ernst & Sohn, Berlin, 2019.
- [72] Fédération internationale du béton (fib), *Model Code for Concrete Structures 2010*, 1. Auflage, Ernst & Sohn, 2013.
- [73] D. Weiße und K. Holschemacher, *Stahlfaserbeton – Tragverhalten, Nachweisführung, Berechnungsbeispiele*, 1. Auflage, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2003.
- [74] K.-C. Thienel, *Faserbeton-Vorlesungsunterlagen*, Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr, 2018.
- [75] G. König, N. V. Tue und M. Zink, *Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung für Architektur und technische Wissenschaften*, Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [76] Y. Lin, „Tragverhalten von Stahlfaserbeton,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 494, Berlin, 1999.
- [77] U. Gossla, „Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile,“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 501*, Berlin, 2000.
- [78] T. Zircher, M. Keuser, A. Burbach und S. Lehmann, „Protective Components made of steel fiber reinforced concrete under contact detonation,“ in *17th International Symposium on the Interaction of the Effects of Munitions with Structures (ISIEMS), Paper 19*, Neuenahr, Germany, 2017.
- [79] M. Michal und M. Keuser, „A Review On Experimental Work With Steel Fiber Concrete And Conclusions For The Design Of Protective Shields,“ in *Stewart M., Netherton M. (eds.), Proc. Of the 3rd Int. Conf. On Protective Structures, ICPS3, pp. 347-353*, Newcastle, Australia , 3-6 February, 2015.
- [80] M. Michal und M. Keuser, „Nutzung von Faserbeton als Schutz gegen Waffenwirkung, Abschlussbericht WTD- Studie C/E520/EF024/CF117,“ *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau*, Universität der Bundeswehr München, 2015.
- [81] J. Jungwirth, *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*.Dissertation, Lausanne, 2006.
- [82] J. Jungwirth, A. Kustermann, C. Dauberschmidt, A. Strotmann, T. Pollner und M. Schmidt, „Innovative Retrofitting and Strengthening of Reinforced Concrete Structures using Ultra-High Performance Shotcrete,“ in *5th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials, Proceedings of HiPerMat*, 2020.

- [83] J. Jungwirth, A. Kustermann, C. Dauberschmidt, T. Pollner und A. Strotmann, „Retrofitting and Strengthening of Reinforced Concrete Structures by Using Thin UHPFRC Shotcrete Layers. Fields of Application, Design, Durability, Construction Technology,“ in *Concrete Structures for Resilient Society, Proceedings of the fib Symposium*, pp. 7–15, in Zhao, China, 2020.
- [84] A. Strotmann, V. Zohrabyan, T. Braml und J. Jungwirth, „Erhöhung des baulichen Schutzes von Stahlbetonstrukturen gegen hochdynamische Belastungen unter Verwendung von Ultra-Hochleistungs Faserverstärkten Spritzbeton (UHFSB),“ in *Bundes Bevölkerungsschutz*, Bonn, 2023.
- [85] A. Strotmann, V. Zohrabyan, T. Braml und J. Jungwirth, „Increase of structural protection for reinforced concrete structures under high dynamic loads using Ultra high Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC),“ in *ICPS6-6th International Conference on Protective Structure*, 2023.
- [86] T. Linse, Materialmodelle für Mörtel und Ziegel für die diskrete Modellierung von Mauerwerk unter dynamischen Einwirkungen, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2012.
- [87] P. Bischoff und S. Perry, „Compressive behaviour of concrete at high strain rates,“ *Materials and Structures*, pp. 425-450, 1991.
- [88] M. Larcher, „Numerische Simulation von Schockwellenbeanspruchungen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens,“ in *47. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*, 2006.
- [89] *DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2008.*
- [90] *DIN 488-1: Entwurf 2006-11: Betonstahl, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.*
- [91] *DIN 488-4: Entwurf 2006-11: Betonstahl, Teil 4: Betonstahlmatten. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.*
- [92] *DIN 488-7: 1986-06: Betonstahl, Teil 7: Nachweis der Schweißeignung von Betonstabstahl; Durchführung und Bewertung der Prüfungen. DIN Deutsches Institut für Normung, 1986.*
- [93] *DIN 488-2: Entwurf 2006-11: Betonstahl, Teil 2: Betonstabstahl. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.*

- [94] D. A. Abrans, Tests of Bond between Concrete and Steel, Bulletin No. 71, Engineering Experiment Station, University of Illinois, USA, 1913.
- [95] Defense Special Weapons Agency, DAHS CWE Manual. Manual for the Design and analysis of hardened structures under conventional weapons effects, 1997.
- [96] Y. Cheng, Bond between reinforcing bars and concrete under impact loading. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 1992.
- [97] M. Romani und R. Richter, „Bauliche Reduktion der Wirkung von Beanspruchungen durch Blast und nachträgliche Bauteilverstärkung,“ in *2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2*, 2006.
- [98] C. Mayrhofer, „Grundlagen zu den Methoden der dynamischen Grenztragfähigkeitsberechnung bei terroristischen Ereignissen,“ in *2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2*, 2006.
- [99] G. Dittrich, N. Gebbeken, M. Keuser, I. Mangerig, M. Romani und C. Kranzer, „Konstruktive Durchbildung,“ in *2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2*, 2006.
- [100] F. Landmann, S. Greulich, M. Keuser, I. Mangerig, C. Mayrhofer und H. Schuler, „Flächentragwerke aus Beton und Stahlbeton unter hochdynamischen Lasten,“ in *2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2*, 2006.
- [101] I. Mangerig, O. Zapfe und N. Roman, „Verbindungsmittel und Anschlusskonstruktionen,“ in *2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2*, 2006.
- [102] E. Ramm, W. A. Wall, K. -U. Bletzinger und M. Bischoff, „Failure and Post-Failure Analysis for Extreme Loads,“ in *5th International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures*, Salzburg, Österreich, 2005.
- [103] Bekaert, *Dramix 65/35 BG. Technisches Datenblatt*, 2019.
- [104] KrampeHarex , *Stahlfaser mit Endverankerung DE 35/0,55 H, Technisches Datenblatt*, 2020.
- [105] BASF , *MasterFiber 236 und 236 SPA, Technisches Datenblatt*, 2020.
- [106] DuraPact 2.0 Kompetenzzentrum Faserbeton GmbH DURA-CARBON, *Technisches Datenblatt*, 2020.

- [107] N. Gebbeken, T. Braml, M. Hupfauf und V. Zohrabyan, „Verhalten von Stahlbetonbauteilen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten mit dem Fokus auf die Sekundärtrümmerverteilung und Resttragfähigkeit von vorgeschädigten Stahlbetonplatten,“ Abschlussbericht GRS PrNr.: 1501581, Universität der Bundeswehr München, 2023.
- [108] M. Curbach und O. Mosig, „Dynamische Spallations- und Spaltzugversuche im Split-Hopkinson-Bar,“ Ergebnisbericht GWT-TUD GmbH, 2020.
- [109] M. Gul, A. Bashir und J. A. Naqash, „Study of Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete in: International Journal of Engineering and Advanced Technology,“ *International Journal of Engineering and Advanced Technology Vol. 3, Nr. 4*, pp. 304-309, 2014.
- [110] J. A. Zukas, High velocity impact dynamics, New York: John Wiley & Sons, 1990.
- [111] P. H. Bischoff und S. H. Perry, „Compressive Strain Rate Effects of Concrete,“ *MRS Proceedings 64*, pp. 151-165, 1986.
- [112] O. Mosig und M. Curbach, „Einfluss der Wassersättigung auf die statische und dynamische Druckfestigkeit von Beton,“ *Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 3*, pp. 168-175, <https://doi.org/10.1002/best.201800094>, 2018.
- [113] O. Mosig und M. Curbach, „The crack propagation velocity as a reason for the strain rate effect of concrete — An analytical model,“ *Civil Engineering Design 2, Nr. 4*, pp. 123-130, <https://doi.org/10.1002/cend.202000018>, 2020.
- [114] H. Schuler, Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [115] J. Weerheijm und I. Vegt, „The dynamic fracture energy of concrete. Review of test methods and data comparison.,“ *Proceedings of FraMCoS-7*, pp. 419-427, Korea, 2010.
- [116] P. S. Mangat, „Tensile Strength of steel fiber reinforced concrete,“ *Cement and Concrete Research 6, Nr. 2*, pp. 245-252, 1976.
- [117] H. Shankar, P. Khare und M. A. Khan, „A Review on Tensile Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete,“ *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) Nr.5*, pp. 2196-2198, 2018.
- [118] J. Weerheijm und J. C. A. M. Van Doormal, „Tensile failure of concrete at high loading rates: New test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests,“ *Impact Engineering 34*, pp. 69-626, 2007.

- [119] M. Curbach, Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten, Dissertation und Heft 1 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987.
- [120] L. Nilsson, Impact Loading on Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Schweden, 1979.
- [121] H. A. Körmeling, A. J. Zielinski und H. W. Reinhardt, „Report 5-80-3: Experiments on Concrete under Single and Repeated Uniaxial Impact Tensile Loading,“ Delft University of Technology, Niederlande, 1980.
- [122] J. Bachmann, Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, 1993.
- [123] P. Rossi, „A physical phenomenon, which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates,“ *Material and Structures* Vol. 24 No. 3, pp. 422-424, 1991.
- [124] C. A. Ross, D. M. Jerome, J. W. Tedesco und M. L. Hughes, „Moisture and strain rate effect on concrete strength,“ *ACI Materials Journal* Vol. 93 No. 3, pp. 293-300, 1996.
- [125] N. Han, Time Dependent Behaviour of High Strength Concrete, Dissertation, Delft University of Technology, Niederlande, 1996.
- [126] L. Stempniewski, M. Larcher und S. Steiner, „Beton unter hochdynamischer Belastung,“ *Beton- und Stahlbetonbau* 101, Heft 3, pp. 152-162, Berlin, 2006.
- [127] Fédération internationale du béton (fib), Fib Model Code 2010. Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance. fib Bulletin 51, Vol. 1, 2009.
- [128] C.-B. 187, Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. Comite-Euro-International du Beton, Schweiz, September 1988.
- [129] M. Keuser und R. Wensauer, „Schutzbauten auf der Basis von Stahlbeton - die Bedeutung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton für das Tragverhalten,“ in 4. *Workshop Bau-Protect*, Fraunhofer Verlag, Stuttgart, 2010.
- [130] V. Zohrabyan, R. Zöllner, S. Gradic und T. Braml, „Potenzial von 3D-gedruckten Stahlfaserbetonbauteilen zum Schutz kritischer Infrastruktur - Beschuss- und Freifallversuche,“ *Beton- und Stahlbetonbau* Heft 118, pp. 685-696, 2023.
- [131] J. H. Lee, The Detonation Phenomenon. Cambridge University Press, 2008.

- [132] *DIN EN 1991-1-7: 2011-01: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2010.*
- [133] G. F. Kinney und K. J. Graham, *Explosive Shocks in Air*, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1985.
- [134] T. Döge und N. Gebbeken, „Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast,“ *Der Prüfenieur* Nr. 29, pp. 42-52, 2006.
- [135] N. Gebbeken, M. Hübner, M. Larcher, G. Michaloudis und A. Pietzsch, „Beton und Stahlbetonkonstruktionen unter Explosion und Impakt,“ *Beton- und Stahlbetonbau Heft 108.8, Nr. 5*, pp. 515-527, 2013.
- [136] S. Steiner, *Beton unter Kontaktdetonation- neue experimentelle Methoden*, Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2009.
- [137] S. Küttenbaum, *Zur Validierung von zerstörungsfreien Messverfahren für die probabilistische Beurteilung von Bestandsbauwerken mit gemessenen Daten*, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2021.
- [138] K. F. Graf, „*Wave Motion in Elastic Solids*,“ *New Edition*, Dover Publications, 1991.
- [139] S. J. Eibl, *Schockwellenbeanspruchung von Stahlbetonwänden durch Kontaktdetonationen*, Dissertation, Technische Universität München, 1995.
- [140] T. Zircher und T. Schulz, „Zerstörungsfreie Prüfung von Schutzbauteilen mit dem Impakt-Echo-Verfahren,“ *Beton und Stahlbetonbau Heft 110*, Bd. 110, pp. 654-661, 2017.
- [141] *DIN EN 12620:2008-07 (2008) Gesteinskörnungen für Beton; Deutsche Fassung EN 12620:2002+A1:2008.*
- [142] *DIN EN 206:2017-1 (2017) Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016.*
- [143] DUCON Europe GmbH & Co. KG, „DUCON,“ DUCON Europe GmbH , 01 12 2023. [Online]. Available: <https://ducon.eu/>.
- [144] TNO innovation for life, „TNO concrete slab contact detonation testing, TNO report, 20 EBP/097,“ 2020.
- [145] D. Kraus, „A new Blast Method for Concrete Bridges,“ in *4th Int. Symposium on the Interaction of Non-nuclear Munitions with Structures, Panama City Beach, Florida*, 1989.

- [146] Carl Zeiss Optotechnik GmbH, colin3D Handbuch, D-83115, Germany, 2017.
- [147] Carl Zeiss Optotechnik GmbH, T-SCAN LV Betriebsanleitung, D-83115 Neuubeuern, Germany, 2017.
- [148] Carl Zeiss Optotechnik GmbH, „HandsOnMetrology, Zeiss T-Scan,“ [Online]. Available: https://www.handsonmetrology.com/products/t-scan/#Technical_Data. [Zugriff am 23 März 2023].
- [149] S. Beham, Aufnahme der Schädigungsparameter von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach Kontaktdetonation mittels 3D-Scan, Bachelorarbeit, Betreuer Vahan Zohrabyan, Universität der Bundeswehr München, 2021.
- [150] *DIN 18125-2:2020-11 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche*, 2020.
- [151] R. Beutel, F. Finck, C. U. Große und H. W. Reinhardt, „Untersuchung der inneren Struktur einer Spannbetonbrücke mit Hilfe des Impact-Echo- und des Radar-Verfahrens,“ in *DGZfP-Jahrestagung*, Rostock, 2005.
- [152] H.-W. Reinhardt, „Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen,“ pp. 479-595, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2007.
- [153] D. Algernon, *Impact Echo: Analyse akustischer Wellen in Beton*, Berlin, 2006.
- [154] D. Algernon, *Zerstörungsfreie Untersuchung von Betonbauteilen mit dem Impact-Echo-Verfahren*, 2018.
- [155] Schweizerische Eidgenossenschaft, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, „Zerstörungsfreie Prüfmethode (ZfP): Bedürfnisse der Praxis und Stand der Technik,“ Forschungsbericht 688-ZfP, 2017.
- [156] R. Beutel, *Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen im jungen und erhärteten Zustand mit der Impact-Echo-Technik*, Stuttgart, 2009.
- [157] C. U. Große, *Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall*, Stuttgart, 1996.
- [158] M. Schickert, J. Neisecke, C. Flohrer, C. Große, M. Krause und O. Kroggel, „Merkblatt über die Anwendung des Impact-Echo-Verfahrens zur Zerstörungsfreien Prüfung von Betonbauteilen,“ Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e.V., 2011.
- [159] Swiss Association for Technical inspections (SVTI), NDE laboratory, *User Manual Echolyst-Impact-Echo Data Acquisition and Analysis*, 2020.

- [160] T. Schulz, Zerstörungsfreie Untersuchung von Betonbauteilen mit und ohne Stahlfaserzugaben nach einer hohen Belastungsgeschwindigkeit und Impelementierung eines FEM-Modells, Master Thesis, Lehrstuhl für Massivbau Technische Universität München, 2016.
- [161] T. Zircher, M. Keuser, T. Schulz und A. Burbach, „Non-destructive testing of protective components after contact detonation,“ in *fib Symposium Proceedings*, Maastricht, the Netherlands, June 12-14, 2017.
- [162] Acoustic Control Systems – ACS Group, Operation manual ultrasonic low-frequency tomograph A1040 Mira ACS, Saarbrücken, 2018.
- [163] Acoustic Control Systems – ACS Group, User Manual (v7.X) Introview concrete, tool for visualization and analysis of two and three dimensional data sets, Saarbrücken, 2018.
- [164] HILTI-Deutschland, Bedienungsanleitung Hilti PS 1000 X-Scan Beton-Detektionsgerät, 2016.
- [165] HILTI- Deutschland, Bedienungsanleitung Hilti PS 300 Ferroscan, 2018.
- [166] Proceq Sa, Betonprüfhammer Original Schmidt Bedienungsanleitung, Schweiz, 2018.
- [167] M. Schulze, M. Neugebauer, R. Meeß, J. Brzoska, A. Jung, A. Staude und K. Ehrig, „Der Einfluss unterschiedlicher Materialzusammensetzungen auf das dimensionelle Messen von Mikroobjekten mittels Mikro-Computertomographie,“ in *DGZfP Jahrestagung 2010*. <https://www.ndt.net/article/dgzfp2010/Inhalt/di2a4.pdf>, 04.11.2018.
- [168] T. Seltner, Zur Charakterisierung von Betonen mittels Mikro-Computertomografie, Bachelorarbeit, Universität der Bundeswehr München, 2018.
- [169] J. Feil, SkyScan Tutorial (Deutsch), 2016.
- [170] <https://medzindustrial.com/zeiss-axiocam-hrc-412-312-color-microscope-camera-with-cables-and-power-supply/>, [Zugriff am 14. Sep. 2022].
- [171] F. Fingerloos, J. Hegger und K. Zilch, Eurocode 2 für Deutschland-DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken- Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang; Kommentierte Fassung, Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [172] Instron, „URL <https://www.instron.com/de-de/products/testing-systems/structural-durability/structural-durability-products/hydropuls-actuators?region=Germany> (abgerufen am R01.07.2021),“ Hydropuls Zylinder, [Online]. Available: <https://www.instron.com/de-de/products/testing-systems/structural->

- durability/structural-durability-products/hydropuls-actuators?region=Germany.
[Zugriff am 01 Juli 2021].
- [173] Gesellschaft für Optische Messtechnik (GOM mbH), ARAMIS Benutzerinformation-Hardware-Aramis 5M, Braunschweig, 2008.
- [174] Gesellschaft für Optische Messtechnik (GOM mbH), ARAMIS Benutzerhandbuch Hardware-Aramis Adjustable Base 6M, Braunschweig, 2016.
- [175] *Digitale Bildkorrelation: Analyse von Bewegung und Verformung [online]*. <https://www.gom.com/de-de/themen/digitale-bildkorrelation>, [Zugriff am 13. Jul. 2022].
- [176] Aramis, Benutzerhandbuch A-L, GOM GmbH, Braunschweig, 2011.
- [177] Aramis, *Handbuch: Benutzerinformation-Hardware Sensorkonfigurationsbeispiele Aramis 5M*, 2016.
- [178] E. Hiller, „Untersuchungsbericht Teil I: Bestimmung der Resttragfähigkeit von vorbelasteten Stahlbetonplatten,“ Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fakultät für Bauingenieur und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München, 2002.
- [179] J. Kettel, Statische Resttragfähigkeit von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach Kontaktdetonation, Masterarbeit, Betreuer Vahan Zohrabyan, Universität der Bundeswähr München, 2021.
- [180] S. M. Beham, Aufnahme der Verzerrungen, Deformationen und des Rissfortschrittes der angesprengten Stahlbetonplatten während des 3-Punkt-Biegeversuchs mit Hilfe des optischen Messsystemes GOM, Master Arbeit, Betreuer Vahan Zohrabyan, Universität der Bundeswähr München, 2022.
- [181] *DIN EN 12390-6:2010-09 (2010) Prüfung von Festbeton –Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009.*
- [182] *DIN EN 12390-13:2014-06 (2014) Prüfung von Festbeton –Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013.*
- [183] Livermore Software Technology (LST), an Ansys comppany, LS-DYNA Keyword user's manual, volume I, 2021.
- [184] D. L. Logan, A First Course in the Finite Element Method, 5th ed., Global Engineering, Stamford 2012.

- [185] Livermore Software Technology (LST), an Ansys company, LS-DYNA keyword user's manual, volume II, 2021.
- [186] L. Schwer, „Modeling rebar: The forgotten sister in reinforced concrete modeling,“ June 2014.
- [187] V. Zohrabyan, T. Braml, T. Zircher und M. Keuser, „Use of Steel Fiber Reinforced Concrete for the Protection of Buildings Against High Dynamic Actions,“ in *XV International Conference on Durability of Building Materials and Components (DBMC 2020)*, pp. 763-770, Barcelona, Spain, Oct. 20-23, 2020.
- [188] V. Zohrabyan, T. Seltner, T. Braml und M. Keuser, „Dynamic behaviour of steel fiber reinforced concrete plates under gun fire and free fall tests,“ in *RILEM-fib X International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB2021)*, RILEM Bookseries 36, pp.244-254, Valencia, Spain, Sep. 20-22, 2021.

Symbolverzeichnis

Ergänzend zu den Erläuterungen im Text sind im Folgenden die wichtigsten verwendeten Symbole, Bezeichnungen und Abkürzungen noch einmal aufgeführt. Mehrfachbelegungen einzelner Variablen sind nicht auszuschließen.

Kleine lateinische Buchstaben

a_m	mittlere Höhe der Bewehrungsstahlrippen
b	Breite
c	Betondeckung
c_{el}	Geschwindigkeit der elastischen Welle
c_L	Geschwindigkeit einer Longitudinalwelle
c_{Ray}	Geschwindigkeit einer RAYLEIGHWELLE
c_s	Abstand der einzelnen Bewehrungsstahlrippen
c_T	Geschwindigkeit einer Transversalwelle
d	statische Nutzhöhe, Tiefe
d_s	Durchmesser des Bewehrungsstahls
f	Festigkeit
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung
$f_{c,dyn}$	dynamische Druckfestigkeit des Betons
$f_{c,stat} = f_{cm}$	statische Druckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm(100)}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons Kantenlänge 100 mm
$f_{cm(150)} = f_{cm}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons Kantenlänge 150 mm
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,dyn}$	zentrische dynamische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{ct,stat} = f_{ct}$	zentrische statische Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons

f_R	bezogene Rippenfläche (gerippter Betonstahl), Frequenz
f_t	Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
f_y	Streckgrenze (Stahl)
h	Höhe
k	Korrekturfaktor
l	Länge
l_{ch}	charakteristische Länge
l_t	Eintragungslänge
l_u	Übergreifungslänge
l_v	Verbundlänge im Versuch
m	Masse
m_s	Sprengstoffmasse
p	Lastwert
p_0	Umgebungsluftdruck
p_{s0}	Spitzendruck
q	Flächen- bzw. Streckenlast
r	Radius
r	Abstand zum Explosionsmittelpunkt
$r_A; r_K$	Radius der Abplattung / des Kraters
s	Abstand, Schlupf
t	Zeit, Laufzeit, Blechdicke
t_g	Summe aus Dauer der Überdruck- und der Sogphase = Belastungsdauer
t_p	Dauer der Überdruckphase
v	Geschwindigkeit der Welle/ Lastaufbringung
w	Rissbreite, Breite der Längsrippen
x	x-Koordinate, Druckzonenhöhe
y	y-Koordinate
z	z-Koordinate, Hebelarme der inneren Kräfte

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
A_c	Querschnittsfläche des Betons
A_s	Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls
C	Betonfestigkeitsklasse, Korrekturfaktor, Wellengeschwindigkeit
C_p	Wellengeschwindigkeit der Primärwelle
D	Druckkraft, Durchmesser
D_A	Durchmesser der Abplatzung
E	Elastizitätsmodul, Empfänger
$E_{c,dyn}$	dynamischer E-Modul des Betons
$E_{c,stat} = E_{cm}$	statischer E-Modul des Betons
E_{com}	mittlerer E-Modul des Betons (Tangentenwert)
E_{cm}	Sekantenmodul des Betons
E_s	E-Modul des Bewehrungsstahls
F	Kraft
F_R	Rippenaufstandsfläche des Bewehrungsstahls
F_s	Mantelscherfläche des Bewehrungsstahls
G_F	Bruchenergie
I	Flächenträgheitsmoment, Sendeimpuls
I_m	Impedanz
M	Biegemoment
P	Druck
R	Reflexion / Echo, Festigkeit (alte Nomenklatur)
U	Umfang
U_s	Umfang des Bewehrungsstahls
V	Querkraft
W	Widerstandsmoment

Griechische Buchstaben

α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient
β	Neigungswinkel der Schrägrippen
$\gamma_c; \gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert von Beton/ Bewehrungsstahl
δ	Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl (Schlupf)
δ_{max}	Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max}
ΔImp	Impedanzverhältnis
Δu_{pb}	Abfall der Partikelgeschwindigkeit im Spallationsversuch
ε_c	Verzerrung des Betons
ε_{c1}	Betonstauchung bei f_{ck}
ε_{c1u}	maximal zulässige Betonstauchung bei der Tragwerksbemessung
ε_{su}	Bruchverzerrung des Bewehrungsstahls
ε_{sy}	Verzerrung des Bewehrungsstahls bei Erreichen der Fließgrenze
$\dot{\varepsilon}$	Verzerrungsrate der einachsialen Verzerrung
λ	Wellenlänge
ν	Querkontraktionszahl
ρ	Materialdichte
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptspannungen
σ_c	Spannungen im Beton
$\sigma_i, \sigma_r, \sigma_t$	Spannungen der einfallenden, reflektierten und transmittierten Welle
σ_Q	Spannungen quer zur Achse des Bewehrungsstahls
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate
τ_b	Verbundspannung
τ_{dyn}	dynamische Verbundspannung
τ_m	Mittelwert der Verbundspannung über die Verbundlänge l_v
τ_{max}	maximale Verbundspannung
$\tau_{max,0}$	maximale Verbundspannung im ungeschädigten Bereich von angesprengten Stahlbetonplatten
τ_{stat}	statische Verbundspannung

$\dot{\tau}$	Verbundspannungsrate
$\Delta \dots$	differentielle Größe

Indizes mit allgemeiner Gültigkeit

$(\dots)_b$	Verbund
$(\dots)_c$	Beton, Kriechen, Druck
$(\dots)_{cr}$	Riss...
$(\dots)_d$	Designwert / Bemessungswert
$(\dots)_k$	charakteristischer Wert / Gebrauchswert
$(\dots)_s$	Stahl
$(\dots)_t$	Zug
$(\dots)_u$	Bruchwert
$(\dots)_x$	x-Richtung
$(\dots)_y$	y-Richtung
$(\dots)_z$	z-Richtung
$(\dots)_{max}$	Maximalwert
$(\dots)_{min}$	Minimalwert
$(\dots)_{1,2,3\dots}$	laufende Größe, Hauptspannungsrichtung
$(\dots)'$	Zustand I / ungerissen
$(\dots)''$	Zustand II / gerissen

Abkürzungsverzeichnis

3PB	3-Punkt-Biegeversuch
AS	Ausgangsstab
BS	<i>Bruchstück</i>
BSt	<i>Betonstahl</i>
DMS	<i>Dehnungsmessstreifen</i>
DUCON	<i>Ductile Concrete, Ductile Concrete</i>
ES	Eingangsstab
FEM	Finite Elemente Methode
FFT	Fast Fourier Transform
GRS	Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit
HSK	Hochgeschwindigkeitskamera
IE	<i>Impact-Echo</i>
IED	Improvised Explosive Devices
IT	Information Technology
PETN	Nitropenta
SHB	Split-Hopkinson-Bar
TNO	<i>Niederländische Organisation für Angewandte Naturwissenschaftliche Forschung</i>
TUD	<i>Technische Universität Dresden</i>
VM	<i>Versagenmodus</i>
ZfP	zerstörungsfreie Prüfung
ZP	Zerstörende Prüfung

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Relevante Faktoren für den Nachweis der statischen Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen.....	3
Abbildung 1-2: Schematische Darstellung der durchgeführten Versuche und der in dieser Arbeit behandelten Themen.	8
Abbildung 2-1: Prinzip der Rissbildung und Spannungsverteilung in Stahlbeton unter Biegebeanspruchung ($M = \text{const.}$).....	10
Abbildung 2-2: Verbundmechanismen des gerippten Betonstahls nach Zilch & Zehetmaier [45] und Elgehausen [52].	11
Abbildung 2-3: Verbundrisse und Verbundstörung im Beton.....	13
Abbildung 2-4: Differentielles Element- Zugstab [45].....	14
Abbildung 2-5: Verhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Bruchspannungskurve für den biaxialen Spannungszustand nach [62], [45].....	17
Abbildung 2-6: Verhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Bruchspannungsfläche bei triaxialer Beanspruchung nach [62], [45].	18
Abbildung 2-7: Einflussparameter auf Stahlfaserbetoneigenschaften nach [75], [76], [77], [73].	19
Abbildung 2-8: Ergebnisse von Versuchen zur Druckfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate nach [87], [8].....	22
Abbildung 2-9: Versuchsergebnisse von verschiedenen Autoren zur Betonzugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate ϵ [8].....	23
Abbildung 2-10: Spallationsprobe (links) und Spaltzugprobe (rechts).	24
Abbildung 2-11: Fasertypen- Stahlfasern: a) Dramix 4D und b) KrampeHarex, c) Carbonfasern und d) PP-Fasern.	26
Abbildung 2-12: Gemessene Dehnungen der DMS 1 und 2.....	27
Abbildung 2-13: Ermittelte Elastizitätsmodule in Abhängigkeit des Fasergehaltes (versetzte Anordnung zur besseren Übersichtlichkeit) [108].	28
Abbildung 2-14: Partikelgeschwindigkeit am Freend aus Extensometermessung [108].....	29
Abbildung 2-15: Ermittelte Zugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes (versetzte Anordnung zur besseren Übersichtlichkeit); Dreiecke: ungekerbte Proben; Vierecke: Versagen in Kerbe [108].	30
Abbildung 2-16: Beispiel für Bruchstückverteilung; hier: VM 3 [108].	32

Abbildung 2-17: Ermittelte spezifische Bruchenergien in Abhängigkeit des Fasergehalts [108].	33
Abbildung 2-18: Ermittelte Bruchenergien bezogenen auf die Faseranzahl in der Bruchfläche [108].	34
Abbildung 2-19: Vergleich der Bruchflächen zweier stahlfaserbewehrter Proben (2,0 Vol.-%) [108].	35
Abbildung 2-20: Versuchsstand Spaltzugversuch [108].	36
Abbildung 2-21: Gemessene Dehnung im Ausgangstab [108].	37
Abbildung 2-22: Spaltzugfestigkeiten in Abhängigkeit der Dehnrates [108].	38
Abbildung 2-23: Ursachen der Festigkeitszunahme bei hohen Verzerrungsraten für Normalbeton nach Curbach [119].	40
Abbildung 2-24: Spannungsverteilung bei Probenversagen unter statischer und dynamischer Beanspruchung.	41
Abbildung 3-1: Typische Verzerrungsraten für verschiedene Einwirkungen nach CEB-Bulletin 187 [128] und mögliche Prüfverfahren [80].	43
Abbildung 3-2: Vorgang Kontaktdetonation.	44
Abbildung 3-3: An einer Bauteiloberfläche erzeugte Schockwelle mit idealisiertem Druck-Zeit-Verlauf.	45
Abbildung 3-4: a) Wellenarten und b) Druckwellenformen.	47
Abbildung 3-5: Elastische Wellengeschwindigkeiten, bezogen auf die Betondruckfestigkeit und Eibl'sche Druckwellenreflexion in Beton an der freien Oberfläche b) [139].	48
Abbildung 3-6: Rissbildung in Stahlbeton infolge hochdynamischer Einwirkungen.	50
Abbildung 4-1: Herstellung von Platten.	53
Abbildung 4-2: DUCON-Platten nach Kontaktdetonation.	54
Abbildung 4-3: Dramix-Stahlfasern [103].	54
Abbildung 4-4: Verstärkung der Stahlbetonplatte mit Stahlfaserbeton mit einem Fasergehalt von 2.0 Vol.-%.	55
Abbildung 4-5: Versuchsaufbau Kontaktdetonation (Stahlbetonplatte vor- und nach Detonation).	56
Abbildung 4-6: Sprengladung ohne Zünder [107], [144].	57
Abbildung 5-1: Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation. Schädigungszonen mit entsprechenden Massen und Volumina.	59

Abbildung 5-2: Schadensbilder an Stahlbetonbauwerken nach Kontaktdetonation (Platte S-25-0-5).	59
Abbildung 5-3: Gerissene Plattenoberflächen nach Kontaktdetonation (S-20-0-3).....	60
Abbildung 5-4: Beschädigung der Plattenkanten durch Kontaktdetonation.	60
Abbildung 5-5: Plastisch verformte Bewehrung (Platte S-25-0-5).	61
Abbildung 5-6: Beispieldarstellung Schadenskategorie I, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte S-20-0-2.....	61
Abbildung 5-7: Beispieldarstellung Schadenskategorie II, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte S-30-0-7.....	62
Abbildung 5-8: Beispieldarstellung Schadenskategorie III, Beanspruchungsseite (links) Schutzseite (rechts), Platte SF-30-1-4.....	62
Abbildung 5-9: Festgestellte Schadensmerkmale und definierte Schadenskategorien.	63
Abbildung 5-10: Trackingkamera [148] (links); Scanvolumen [147] (rechts).	64
Abbildung 5-11: Handscanner (links), Funktionsweise (rechts).	65
Abbildung 5-12: Aufbau Messsystem 3D- Scan.	65
Abbildung 5-13: Gesamtkratervolumina Platte S-30-0-7 (Schadenskategorie II).....	66
Abbildung 5-14: Kratertiefe Platte S-30-0-7 (Schadenskategorie II).	66
Abbildung 5-15: Auswertungsprinzip Kratervolumen Platte S-20-0-2.	67
Abbildung 5-16: Geometrie von Abplatzungskrater bei verschiedenen Schädigungsfällen....	68
Abbildung 5-17: Sandersatzverfahren.	69
Abbildung 5-18: a) 3D-Modell der Platte S-20-0-2 aus der Photogrammetrie, b) Punktwolke der Platte, c) Volumenbestimmung des Plattenschadens.	70
Abbildung 5-19: Grafische Darstellung der Ausbruchkrater- und Abplatzungstiefen der angesprengten Platten.	72
Abbildung 5-20: Grafische Darstellung der Schädigungsflächen der angesprengten Platten. 73	
Abbildung 5-21: Grafische Darstellung der Ausbruchkrater- und Abplatzungsvolumina der angesprengten Platten.	74
Abbildung 5-22: Funktionsweise Impact-Echoverfahren.	76
Abbildung 5-23: Durchführung der manuellen Anregung mittels Stahlkugel.	77
Abbildung 5-24: Auswertung Messergebnisse IE-Verfahren.	78
Abbildung 5-25: Impact-Echo Messsystem DOCTer und ECOLYST Software.	81

Abbildung 5-26: Messraster für die IE-Untersuchung auf der Beanspruchungsseite (Platte SF-30-2-4).....	82
Abbildung 5-27: Querschnitt Platte S-25-0-6.....	82
Abbildung 5-28: IE-Messung Referenzplatte S-20-0-1.	83
Abbildung 5-29: IE-Messergebnisse von Stahlbetonplatte S-20-0-2 (Beanspruchungsseite)..	84
Abbildung 5-30: Prozentuale Darstellung der unterschiedlichen Plattenschädigungen aus der Tiefenmessung IE (Platte S-20-0-1).....	86
Abbildung 5-31: Vergleich des Anteils unbeschädigter Plattenbereiche der angesprengten Platten durch Tiefenmessungen IE.	87
Abbildung 5-32: Ultraschallscanner A1040 MIRA ACS.	88
Abbildung 5-33: Einstellparameter Ultraschallscanner A1040 MIRA ACS.....	89
Abbildung 5-34: Ergebnisse der Ultraschallprüfung für die Referenzplatte S-20-0-1.	90
Abbildung 5-35: Volumenanalyse der Referenzplatte S-20-0-1 anhand der gescannten Ergebnisse Ultraschall.	90
Abbildung 5-36: Ergebnisse der Ultraschallprüfung für die angesprengte Platte S-20-0-2.....	91
Abbildung 5-37: Darstellung von Fehlstellen in der Platte S-20-0-2.	91
Abbildung 5-38: Georadar Hilti PS 1000 X-Scan Beton-Detektionsgerät [164].	93
Abbildung 5-39: Scanbereich und Scanmuster.	94
Abbildung 5-40: Georadar-Ergebnisse für die Referenzplatte S-20-0-1.....	95
Abbildung 5-41: Tiefenschnitte des Aufbaus der Referenzplatte S-20-0-1.	95
Abbildung 5-42: Georadar-Ergebnisse für die Stahlbetonplatte S-25-0-4 (Belastungsseite). .	96
Abbildung 5-43: Georadar-Ergebnisse für die Stahlbetonplatte S-25-0-4 (Schutzseite).	97
Abbildung 5-44: Nachweis von Abplatzungen durch zerstörende Prüfung (Platte S+SF-25-5-0-2-1, Belastungsseite).	98
Abbildung 5-45: Mangelhafte Ausführung Übergreifungsstöße Platte S-20-0-2 (Schutzseite).	98
Abbildung 5-46: Georadar-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-0,5-1 (Belastungsseite).	99
Abbildung 5-47: Bestimmung der Schichtdicke von 5 cm Stahlfaserbeton mittels Georadarverfahren.....	100
Abbildung 5-48: Ferrosan Hilti PS 300 Bewehrung- Detektionsgerät [165].	101

Abbildung 5-49: Darstellung des Kraterbereiches mit Bewehrungsschäden aus Ferrosan - Untersuchung der Stahlbetonplatte S-25-0-5 (Schutzseite).	102
Abbildung 5-50: Ferrosan-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-2 (Belastungsseite).	103
Abbildung 5-51: Ferrosan-Ergebnisse für die Stahlfaserbetonplatte SF-30-2-2 (Schutzseite).	104
Abbildung 5-52: Betonprüfhammer (Proceq).	105
Abbildung 5-53: Umwertungskurven für Betonprüfhammer Modell N	106
Abbildung 5-54: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten für die Referenzplatte S-20-0-1.	107
Abbildung 5-55: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten Kraterbereich der Stahlbetonplatte S-20-0-2.	108
Abbildung 5-56: Mit dem Betonprüfhammer gemessene Betondruckfestigkeiten Kraterbereich der Stahlbetonplatte SF-30-2-1.	109
Abbildung 5-57: Übersicht Bezeichnung Schnitt- und Entnahmestellen Bohrkerne.	113
Abbildung 5-58: Zerstörende Prüfung der Platten (Zersägen/ Trennen).	115
Abbildung 5-59: Getrennte Plattenquerschnitte (Platte S-20-0-3).	115
Abbildung 5-60: Verifizierung der IE-Ergebnisse durch ZP.	116
Abbildung 5-61: Mikro-Computertomograf Skyscan 1173, Firma Bruker.	118
Abbildung 5-62: Bohrkerne a und b mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt.	120
Abbildung 5-63: Bohrkerne a und b mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt.	122
Abbildung 5-64: Bohrkerne a und b mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt.	123
Abbildung 5-65: Bohrkern der Stahlfaserbetonschicht mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt.	124
Abbildung 5-66: Rissverlauf am zweischaligen Plattenquerschnitt (Platte: S+SF-25-5-0-2-1).	125
Abbildung 5-67: Faserorientierung durch Betonierrichtung.	126
Abbildung 5-68: Faserverteilung im Querschnitt einer durchtrennten Platte.	126
Abbildung 5-69: Untersuchte Plattenbereiche mit Hilfe von Mikroskopie.	127
Abbildung 5-70: Stereomikroskope Stemi SV6 [170].	128
Abbildung 5-71: Mikroskopie der gerissenen Betonoberfläche von Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatte (entnommen aus Platte: S-20-0-3 und SF-30-1-1).....	129

Abbildung 5-72: Mikroskopie der Strukturschäden Stahlbeton (entnommen aus Platte S-20-0-3).....	129
Abbildung 5-73: Mikroskopie der Strukturschäden Stahlfaserbeton (entnommen aus Platte SF-30-1-1).....	130
Abbildung 5-74: Hohlräume Stahlfaserbeton.	130
Abbildung 5-75: Betonstrukturschäden an Plattenkanten (S-25-0-6 und SF-30-0,5-1).....	131
Abbildung 5-76: Versuchsaufbau 3-Punkt-Biegeversuch.....	133
Abbildung 5-77: Stochastisches Muster auf der Referenzplatte.....	135
Abbildung 5-78: Aufbau der Kamerasysteme von ARAMIS 5M und 6M (das 6M-System wird von den Stahlträgern verdeckt).....	136
Abbildung 5-79: Messergebnisse der Drei-Punkt-Biegeversuche.	138
Abbildung 5-80: Kraft-Weg-Diagramm: Unterschiedliche Plattendicken bei gleicher Belastung (SEMTEX10).	138
Abbildung 5-81: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Plattendicke.	140
Abbildung 5-82: Kraft-Weg-Diagramm: Variabler Fasergehalt bei gleicher Ladungsmenge mit 1500 g SEMTEX10.....	141
Abbildung 5-83: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Fasergehalt.	141
Abbildung 5-84: Kraft-Weg-Diagramm: Variabler Fasergehalt bei gleicher Ladungsmenge mit 2000 g SEMTEX10.....	142
Abbildung 5-85: Trendlinie zur Abhängigkeit zwischen Maximallast und Fasergehalt.	143
Abbildung 5-86: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleicher Plattendicke (Stahlbeton).....	144
Abbildung 5-87: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 0,5 Vol.-% Fasergehalt.....	145
Abbildung 5-88: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 1,0 Vol.-% Fasergehalt.....	145
Abbildung 5-89: Kraft-Weg-Diagramm: Variable Ladungsmenge bei gleichem 2,0 Vol.-% Fasergehalt.....	146
Abbildung 5-90: Maximallast- Kurven für die DUCON- und Stahlfaserverstärkung (zweischalige Platte).....	147
Abbildung 5-91: Zueinander orientierte Messreihen 5M und 6M über Referenzpunkte.	148
Abbildung 5-92: Erzeugte Flächenkomponenten mit ihren zugehörigen Messreihen.....	149

Abbildung 5-93: Max. Durchbiegung und Weg-Zeit-Diagramm für bestimmte Punkte.	150
Abbildung 5-94: Max. Hauptformänderung der Referenzplatte.....	151
Abbildung 5-95: Max. Rissbreiten und Weg-Zeit-Diagramm ausgewählter Risse der Referenzplatte.....	152
Abbildung 5-96: Diagramm der Plattendurchbiegungen.	153
Abbildung 5-97: Festgestellte Rissbreiten der Stahlbetonplatten.	154
Abbildung 5-98: Schematische Darstellung des ersten aufgetretenen Risses.	156
Abbildung 5-99: Beurteilung der Schädigung von Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation in Anlehnung an Fuchs [2], [8].	159
Abbildung 5-100: Vergleich der Schaden der Platte P10 mit den Ergebnissen von Fuchs. ...	160
Abbildung 5-101: Vorgeschlagene Ansätze des Ingenieurmodells von Fuchs für die angesprengten Stahlbetonplatten S-20-0-2.	161
Abbildung 5-102: Vorgeschlagene Ansätze des Ingenieurmodells von Fuchs für die angesprengten Stahlbetonplatten S-30-0-8.	162
Abbildung 5-103: Entnahmestellen der Kernbohrungen (Platte S-30-0-7).	163
Abbildung 5-104: Grafische Darstellung der experimentellen Betondruckfestigkeiten der entnommenen Bohrkerne der angesprengten Platten.....	165
Abbildung 5-105: Grafische Darstellung des experimentellen Elastizitätsmoduls der Bohrkerne aus den angesprengten Platten.....	166
Abbildung 5-106: Bohrkernbilder aus dem unmittelbaren Ansprengebereich (aufgelöstes Betongefüge).....	167
Abbildung 5-107: Darstellung der geschädigten Plattenbereiche nach Kontaktdetonation.	167
Abbildung 5-108: Ingenieurmodell zur numerischen Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit von angesprengten Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten.	168
Abbildung 5-109: Bestimmung des mittleren Kraterdurchmessers.	169
Abbildung 6-1: a) ein gedämpftes System mit einem Freiheitsgrad und b) auf das System wirkende Kräfte.....	172
Abbildung 6-2: Schematische Darstellung verschiedener Bewehrungsmodellierungsmethoden für Bewehrungsstäbe in Stahlbeton [186].	176
Abbildung 6-3: Das Verfahren der FEM-Simulation der statischen Resttragfähigkeit der angesprengten Platten.	178
Abbildung 6-4: 3D- Modell Stahlbetonplatte S-20-0-1 (Referenzplatte).....	179

Abbildung 6-5: Kraterparameter der Platten S-20-0-2 (oben) und S-30-0-8 (unten).....	180
Abbildung 6-6: Asymmetrische Kraterbildung (Platte S+D-25-5-0-x-1, Belastungsseite).....	181
Abbildung 6-7: In das Modell integrierte Kraterparameter.	181
Abbildung 6-8: Bestimmung der Kraterabmessungen der Platte für die Schadenskategorie III.	182
Abbildung 6-9: 3D-Darstellung der Schädigungszonen der angesprengten Platte.	183
Abbildung 6-10: Modellierte Kontakte zwischen Platte und Auflager.	184
Abbildung 6-11: Modellierte Lasteinwirkung.	185
Abbildung 6-12: Erzeugte Vernetzung.....	185
Abbildung 6-13: Kraft-Weg Diagramm Referenzplatte (S-20-0-1).	186
Abbildung 6-14: Rissbildung auf der Schutzseite der Referenzplatte (S-20-0-1).....	186
Abbildung 6-15: Energieerhaltung der Referenzplatte (S-20-0-1).	188
Abbildung 6-16: Überprüfung des statischen Systems.	189
Abbildung 6-17: Kraft-Weg-Diagramme der Stahlbetonplatte S-20-0-2.	189
Abbildung 6-18: Rissbildung auf der Schutzseite der Stahlbetonplatte (S-20-0-2).	190
Abbildung 6-19: Anteil des Tragfähigkeitsverlustes pro Schädigungszone.	192
Abbildung A.1-1: Betonrezeptur für Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (Fa. DUHA)...	236
Abbildung A.1-2: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 20 cm).	237
Abbildung A.1-3: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 25 cm).	238
Abbildung A.1-4: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 30 cm).	239
Abbildung A.1-5: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt....	240
Abbildung A.1-6: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt....	241
Abbildung A.1-7: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt....	242
Abbildung A.1-8: Bewehrungsplan für zweischalige Platten.....	243
Abbildung A.1-9: Datenblatt der verwendeten Dramix-Stahlfasern.	244
Abbildung A.1-10: Dramix-Stahlfasern.	245
Abbildung A.5.2-11: Abmessungen der Bohrkernentnahmestelle (Teil 1).....	327
Abbildung A.5.2-12: Abmessungen der Bohrkernentnahmestelle (Teil 2).....	327
Abbildung A.6-13: Keyword Snippet für die Betonplatte S-20-0-1.	331
Abbildung A.6-14: Codes zur Darstellung von Rissen in LS-Dyna.	331

Abbildung A.6-15: Keyword Snippet Verbundschädigung.	331
Abbildung A.6.1-16: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe S-30-0- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte S-30-0-8).....	332
Abbildung A.6.1-17: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe SF-30-1- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte SF-30-1-2).....	333
Abbildung A.6.1-18: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe S+SF-25-5-0-2- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte S+SF-25-5-0-2-2).	334
Abbildung A.6.1-19: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte S-25-0-Ref.....	335
Abbildung A.6.1-20: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte SF-30-0,5-Ref.....	335
Abbildung A.6.1-21: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte SF-30-2-Ref.....	336

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Versuchsmatrix.	25
Tabelle 2-2: Faserarten.....	26
Tabelle 2-3: Mittelwerte der Schallgeschwindigkeiten c in [m/s] und der dynamischen Elastizitätsmoduln E in [N/mm ²] [108].	27
Tabelle 2-4: Mittelwerte der Zugfestigkeiten f_t in [N/mm ²] und dazugehörige Dehnrate ϵ in [1/s]; Werte in Klammern entsprechen gekerbten Proben mit Versagen im Kerbbereich [108].	29
Tabelle 2-5: Bruchbilder und Versagensmodi (VM); eingehende Druckwelle von rechts [108].	31
Tabelle 2-6: Mittlere Bruchenergie in [N/m] und Standardabweichung (STAB) [108].	33
Tabelle 2-7: Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten f_t in [N/mm ²] und dazugehörige Dehnraten ϵ in [1/s] [108].	37
Tabelle 2-8: Bruchbilder und Versagensmodi der Spaltzugproben [108].	39
Tabelle 4-1: Übersicht der untersuchten Platten.....	52
Tabelle 5-1: Vergleich der ermittelten Kratervolumina (3D-Scan/Sandersatzverfahren).	69
Tabelle 5-2: Kraterparameter der angesprengten Platten.....	71
Tabelle 5-3: Übersicht über angewandte ZfP-Methoden und detektierbare Schäden.	111
Tabelle 5-4: Schadenskatalog für Stahlbetonbauteile nach hochdynamischer Beanspruchung.	112
Tabelle 5-5: Übersicht der geprüften Platten – ZP.....	117
Tabelle 5-6: Übersicht Bezeichnung der Bohrkerne.	119
Tabelle 5-7: Messparameter der eingesetzten ARAMIS-Systeme.....	136
Tabelle 5-8: Ermittelte Werte aller Probekörper.	152
Tabelle 5-9: Anzahl sichtbarer Risse pro Platte (GOM ARAMIS) [180].	153
Tabelle 5-10: Übersicht Prozentuale Zunahme der Resttragfähigkeit (3PB) der gesprengten Platten.	157
Tabelle 5-11: Statische Materialkennwerte von Betonproben der angesprengten Platten..	164
Tabelle 5-12: Vorgehensweise und Abstufung der Schadensbereiche des Ingenieurmodells.	169
Tabelle 6-1: Übersicht über die Versuchsreihen der FEM-Simulationen.	171

Tabelle 6-2: Im 3D-FEM- Modell verwendete Kraterabmessungen.	182
Tabelle 6-3: Statische Materialkennwerte der angesprengten Stahlbetonplatten.	183
Tabelle 6-4: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Bruchlasten der Platten.	191
Tabelle A.3-1: Prozentuale Darstellung der unterschiedlichen Plattenschäden aus der Tiefenmessung IE der angesprengten Platten (Tabelle 4-1). Ergebnisse der IE-Messungen pro Platte siehe unten.	271

Anhang

A.1 Baustoffe für Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten


Duha Fertigteilebau GmbH Meppener Str. 70/72 49740 Haselünne Tel.: 0 59 61 / 50 01 01 Fax: 0 59 61 / 50 01 11		Beton Mischanweisung						
Duha Fertigteilebau GmbH Meppener Str. 70/72 49740 Haselünne		Rezept-Nr. : C3058R-FA Sorten-Nr. : 111 Abruf-Nr. : 111 Gruppe : Betonart : Normalbeton Betontyp : Beton nach Eigenschaften Änderungsdatum : 24.03.2020						
Anforderungen								
Projekt / Bauteil : C30/37 GK Ø8 Ergänzung Anwendung : Anwendung / E-Klasse : XC4, XF1, XA1 Weitere Anforderungen : Norm : EN 206-1/DIN 1045-2								
Festigkeitsklasse [28 d] : C 30/37 Konsistenz [Herstellung] : F3 Konsistenz [Baustelle] : Rohdichteklasse : Größtkorn [D, max] : 8 Sieblinien-Nr. : 8mm Sichtbeton		w/(z + k*f)-Wert [Ist] = 0,44 w/(z + k*f)-Wert [Max] = 0,60 Zementgehalt [Min] = 270 kg/m ³ Luftporengehalt [Min] = Vol.-% Festigkeitsentwicklung = schnell Feuchte- / Überwachungskl. = WF / ÜK 2						
Zusammensetzung					trocken	feucht		
Einwaage für Frischbetonvolumen					Feuchte		1 m ³	20,0 dm ³
Bezeichnung	d/D	M.-%	Herkunft	M [kg]	[%]	[kg]	M [kg]	M [g]
Sand	0/2	48,9	Smals	923	4,0	36,9	960	19285
Kies	2/8	51,1	Rhein	965	2,5	24,1	989	19862
CEM I 52,5 R			Dyckerhoff, Lengerich	280			280	5600
Restwasser				160			93	1852
Liesen FM 78		0,72	Liesen Bau-Chemie	2,02			2,02	40,3
Flugasche (EFA-Füller)			Bau-Mineral, Wilhelmshaven	70			70	1400
Gesamt				2400			2394	47882
w/z-Wasser				137				
				07.04.2020				
				Datum				

Abbildung A.1-1: Betonrezeptur für Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (Fa. DUHA).

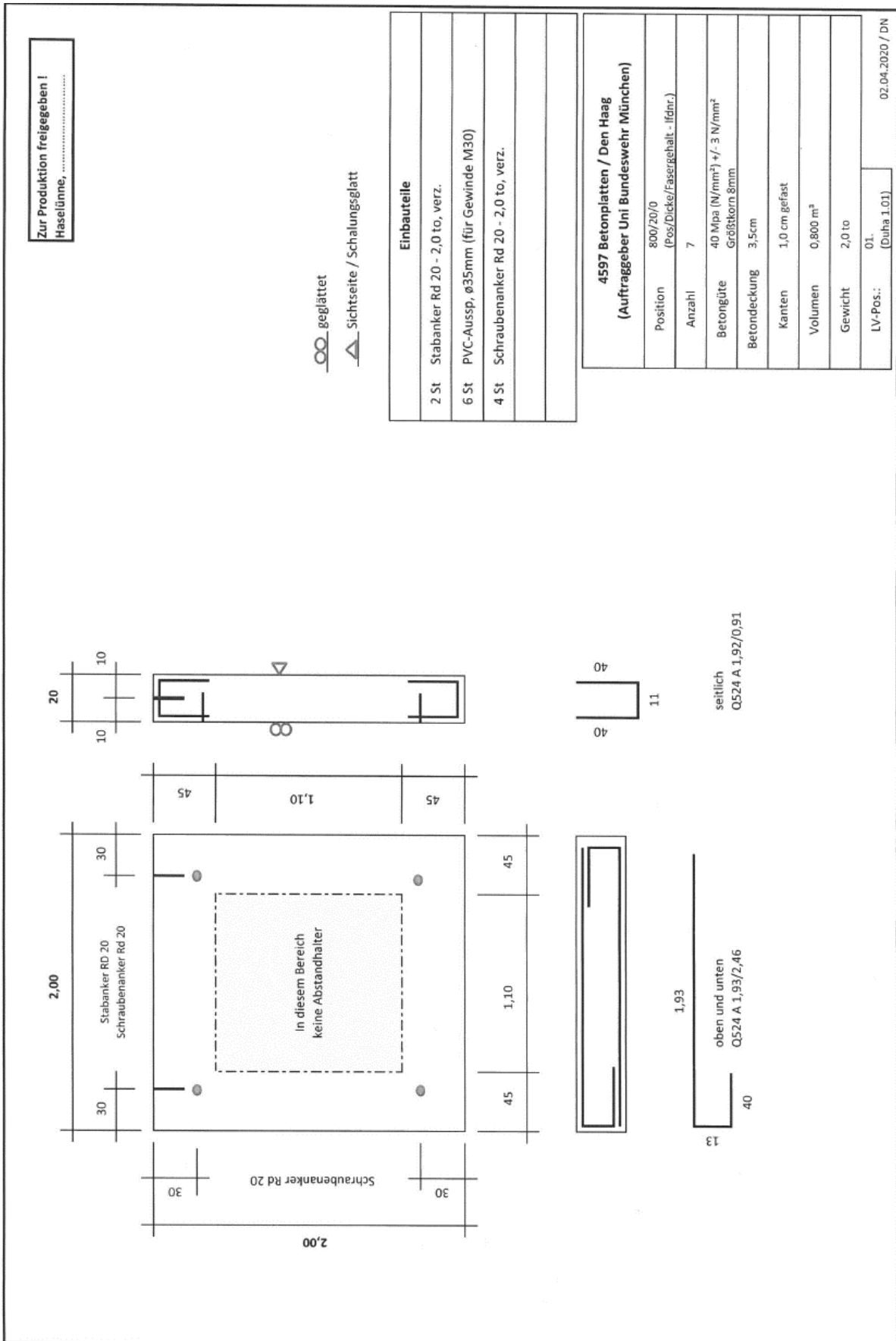


Abbildung A.1-2: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 20 cm).

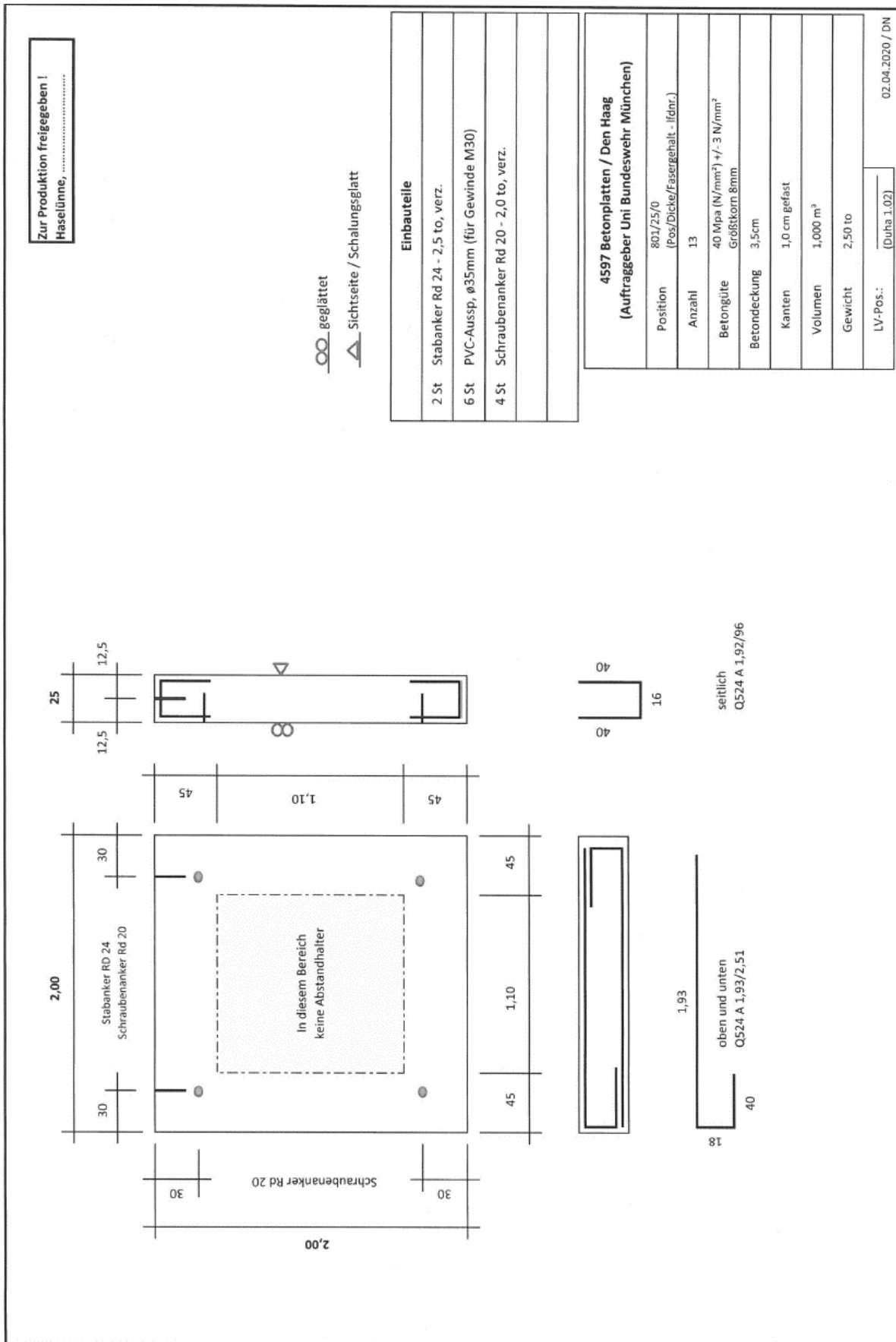


Abbildung A.1-3: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 25 cm).

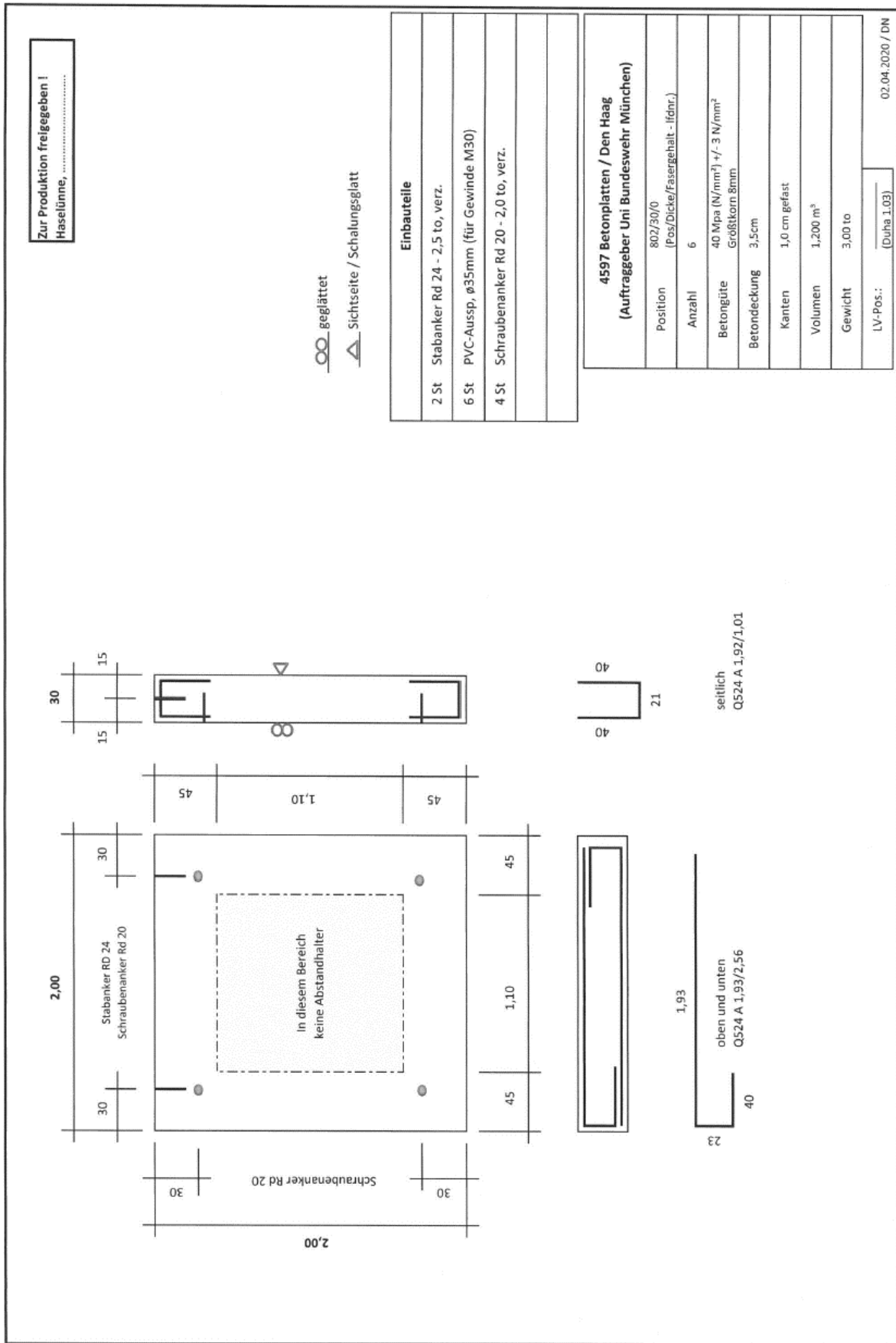


Abbildung A.1-4: Bewehrungsplan für Stahlbetonplatten (d = 30 cm).

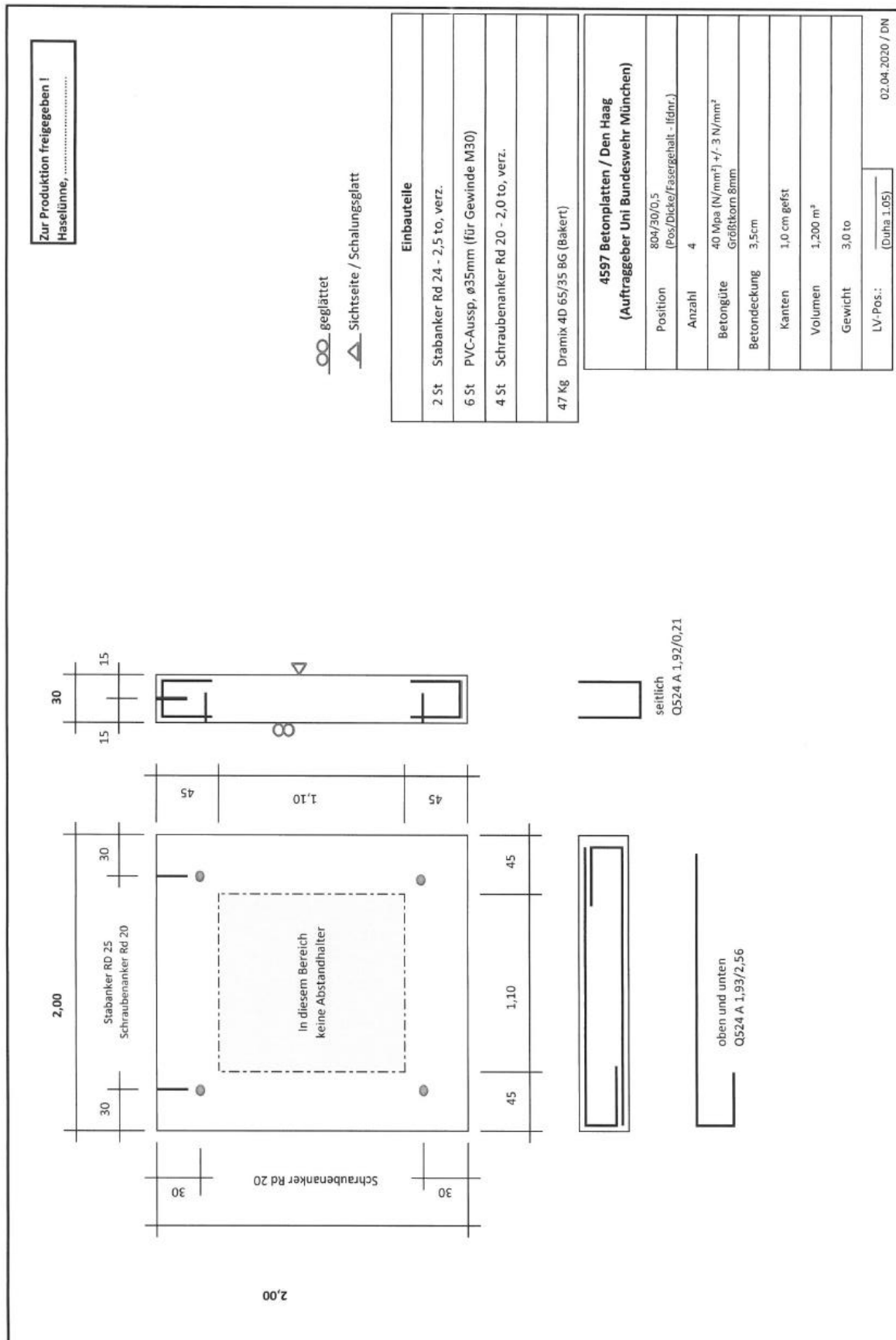


Abbildung A.1-5: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt.

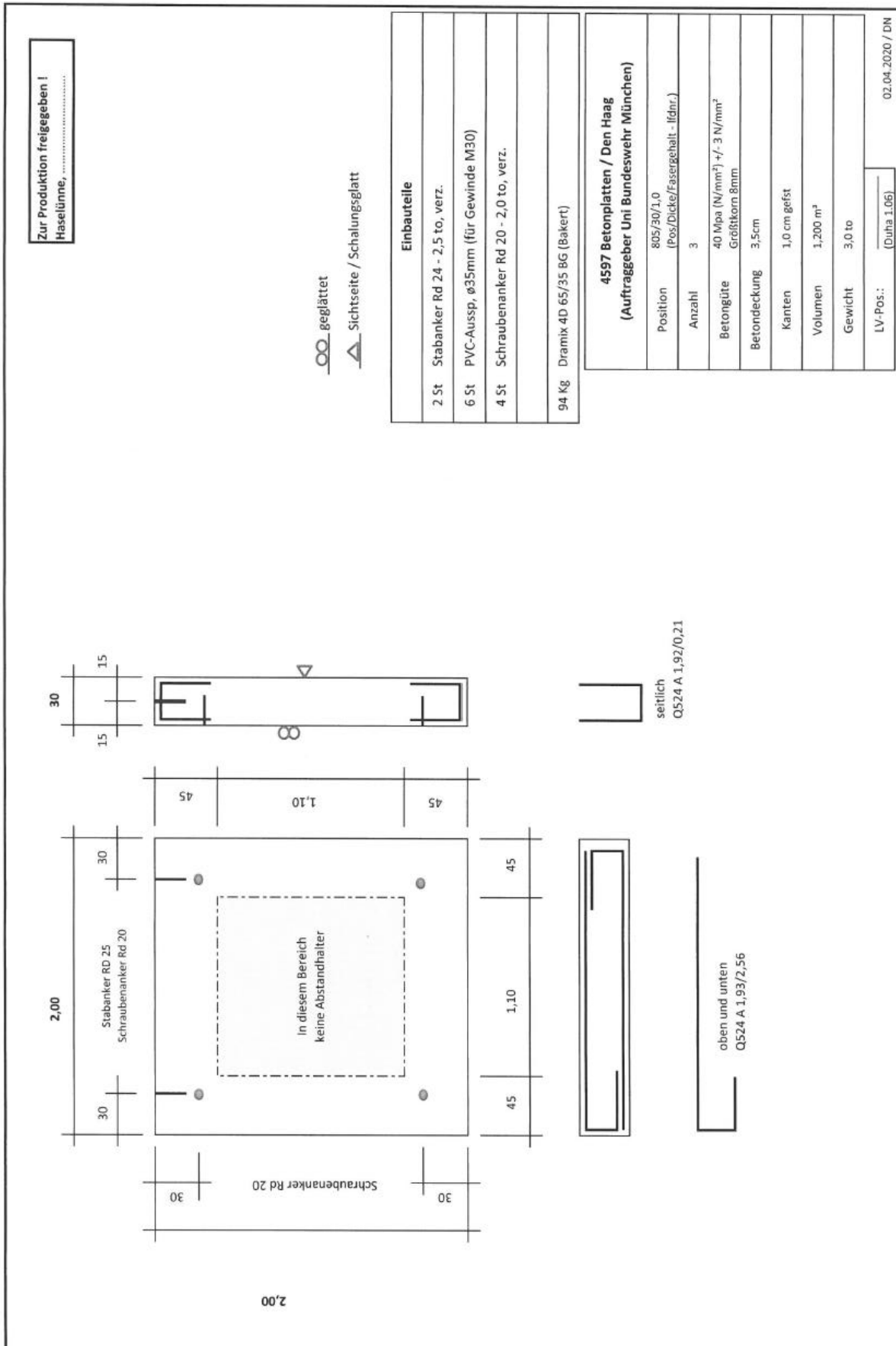


Abbildung A.1-6: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt.

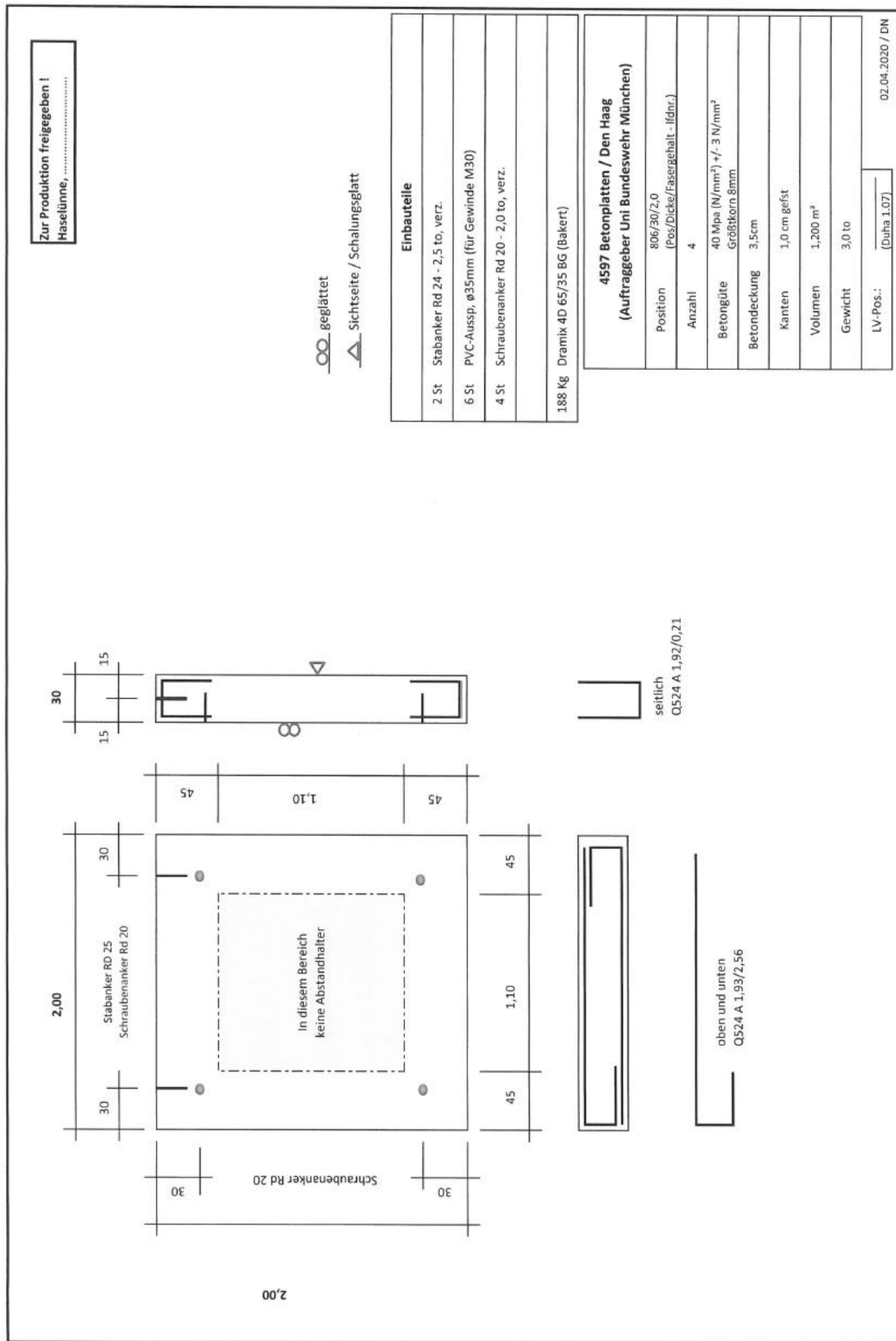


Abbildung A.1-7: Bewehrungsplan für Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt.

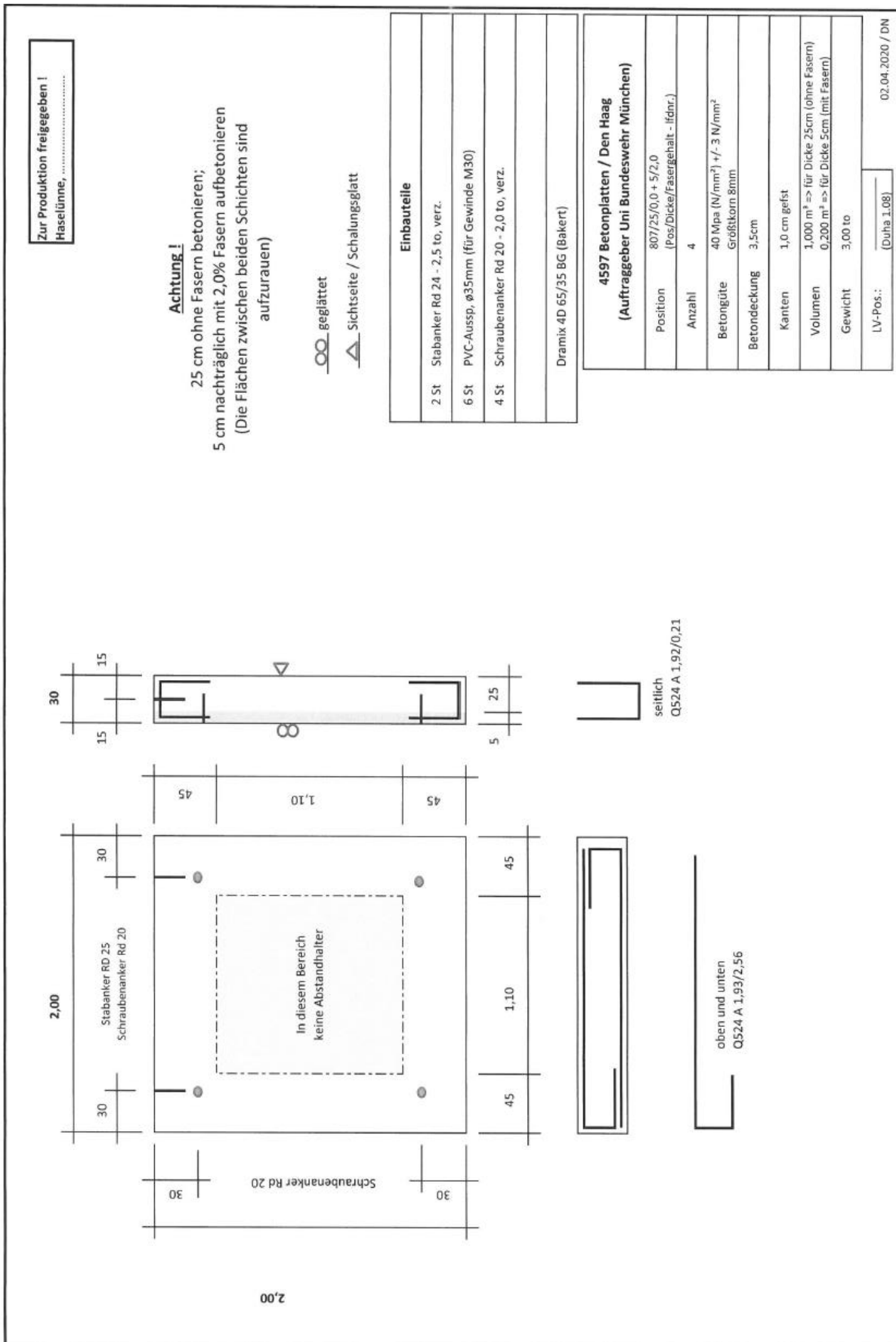
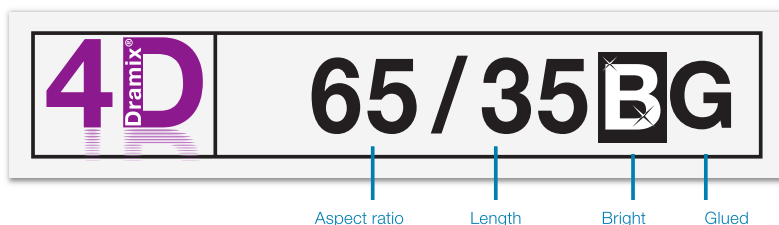
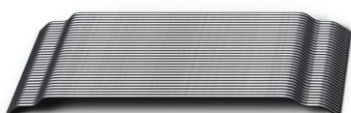


Abbildung A.1-8: Bewehrungsplan für zweischalige Platten.



DATASHEET

DRAMIX® 4D 65/35BG



Dramix® 4D 65/35BG was designed for superior serviceability performance and optimized for uses in high-strength concrete classes of up to C70. It is also a suitable form of reinforcement for various structural applications. Dramix® 4D 65/35BG offers exceptional post-crack behavior and exhibits:

- > Highly effective anchorage
- > Extra high tensile strength

Dramix® 4D 65/35BG provides a high-performing and an economical solution for:

- > Spray-concrete lining reinforcement
- > Anti-spalling control in precast elements

Fibres are glued for homogeneous distribution and easy mix.

Bekaert Maccaferri Underground Solutions offers extensive technical assistance in helping to determine the most suitable fibre type, optimal dosage and the appropriate concrete mix for a wide range of applications. For further information, contact your local support.

For recommendations on handling, dosing and mixing visit www.bekaert.com/dosingdramix. For EC Declaration of Performance visit www.bekaert.com/doc/Dramix_4D.

CHARACTERISTICS

Material properties

Nom. tensile strength: 1.850 (N/mm²)
Young's modulus: 200.000 (N/mm²)
Strain at ultimate strength: 0,8 %

Geometry

Fibre family **4D**
Length (l) 35 mm
Diameter (d) 0,55 mm
Aspect ratio (l/d) 65

Minimum EN 14889-1 dosage

15 kg/m³

Fibre network

8.032 m/m³ at 15 kg/m³
14.232 fibres/kg

HANDLING



Dramix® family

3D Typical SFRC applications
4D Supreme serviceability control
5D Advanced structural applications

	5D	4D	3D
Tensile strength	██████████	██████████	██████████
Wire ductility	██████████	██████████	██████████
Anchorage strength	██████████	██████████	██████████

PRODUCT CERTIFICATES *



*Product certificates are plant specific.

PRODUCT CONFORMITY

Dramix® conforms to ASTM A820, ISO 13270 Class A and EN 14889-1.

SYSTEM CERTIFICATES



All Dramix® plants are ISO 9001 and ISO 14001 certified.

PACKAGING



BAGS
20 kg

BIG BAG
800 - 1.100 kg

Made by:



Bekaert reserves the right to modify, discontinue or rebrand this product at any time with or without notice. All information contained herein is general and may not be complete. For further details, please contact the local Bekaert office.

Abbildung A.1-9: Datenblatt der verwendeten Dramix-Stahlfasern.

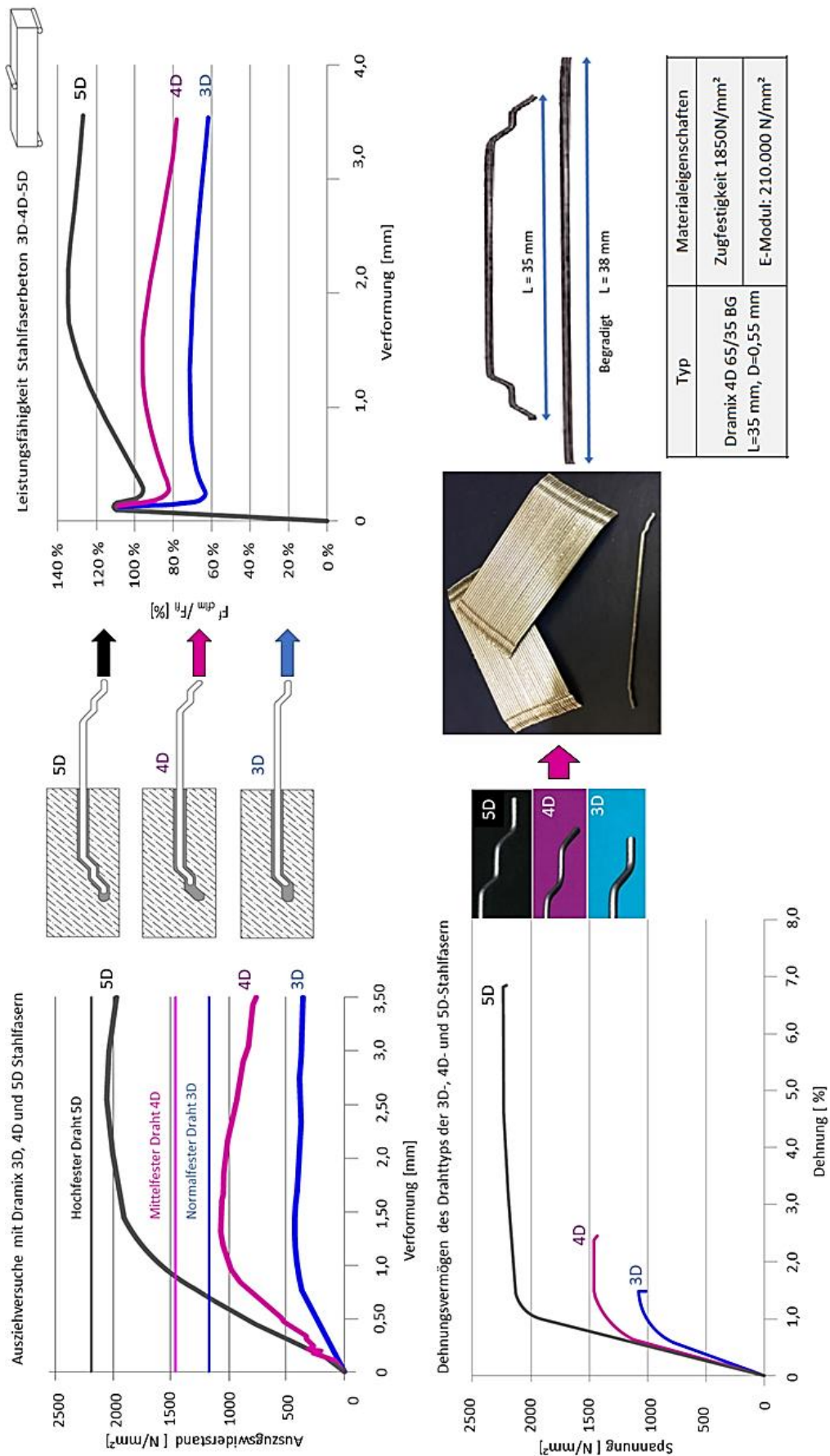


Abbildung A.1-10: Dramix-Stahlfasern.

A.2 3D-Scan

Ort Messungen:	Labor KI UniBw M
Zerstörungsfreie Untersuchungen:	3D-Scan
Messsystem:	T-Scan LV
Datenanalyse:	colin3D, Geomagic design X
Anzahl der untersuchten Proben:	23
Untersuchte Oberfläche:	Beanspruchungsseite und Schutzseite

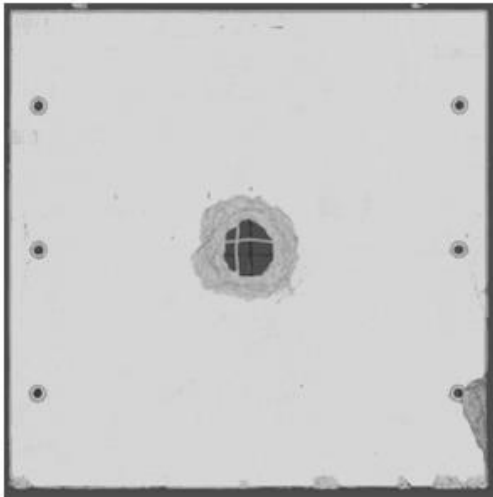


Universität der Bundeswehr München

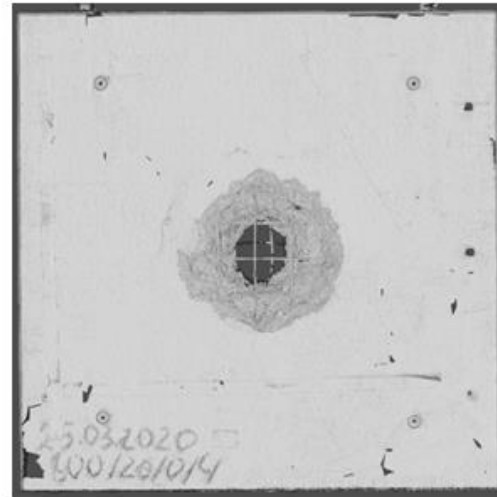
Institut für
konstruktiven Ingenieurbau

Platte S-20-0-2

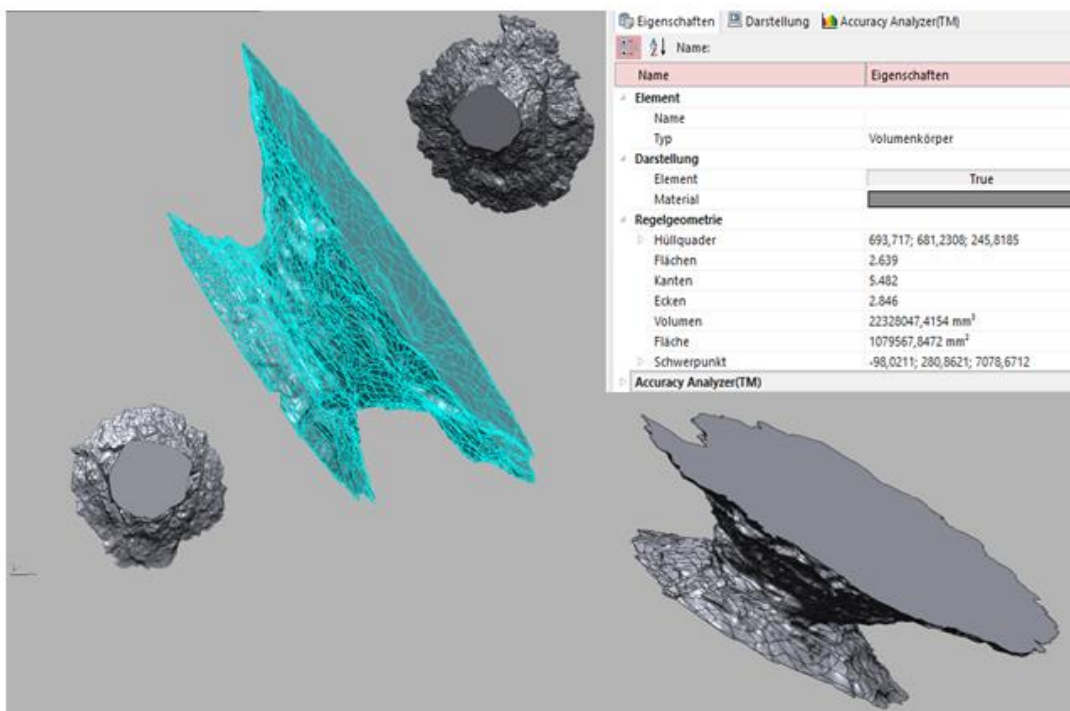
Belastungsseite



Schutzseite

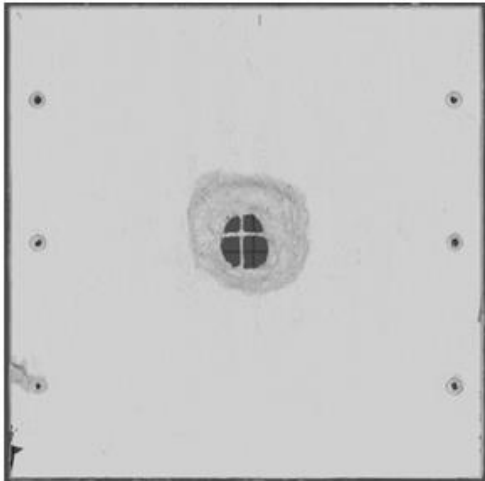


Kraterparameter

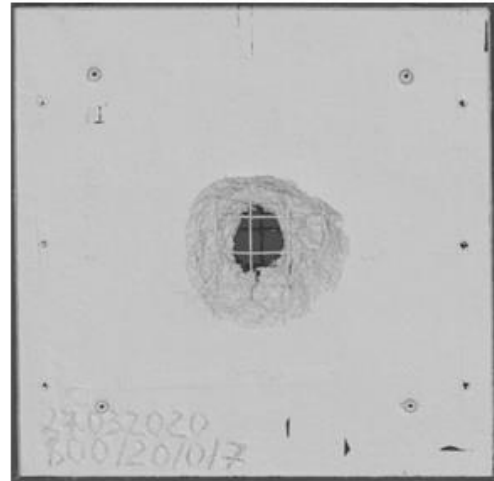


Platte S-20-0-3

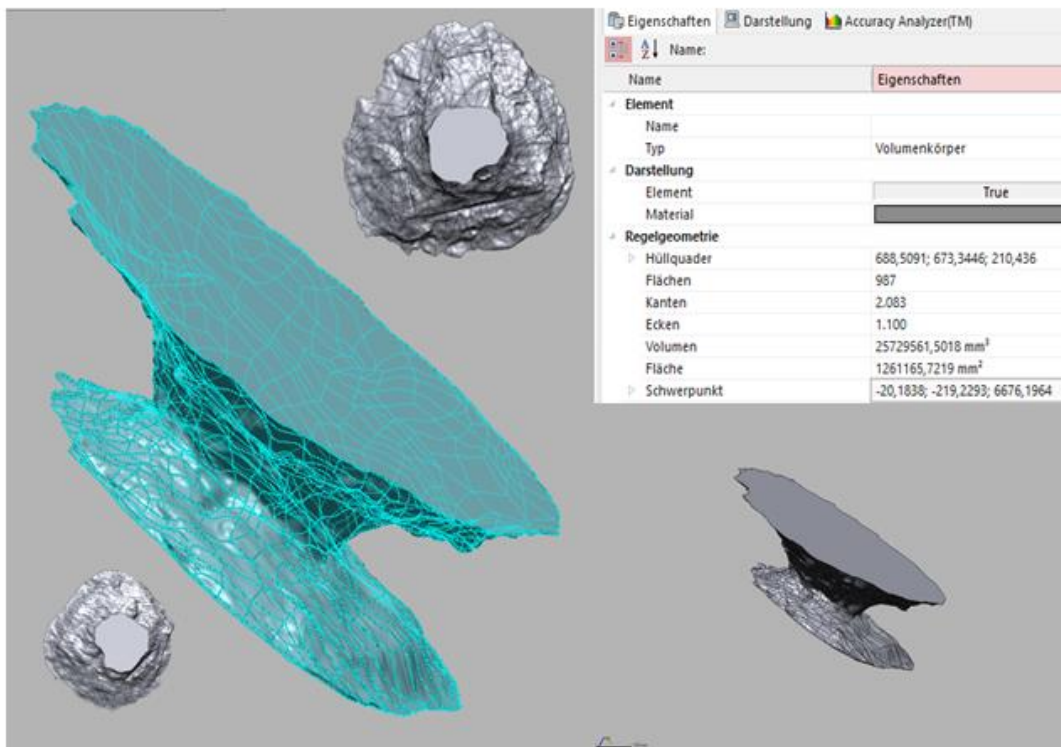
Belastungsseite



Schutzseite

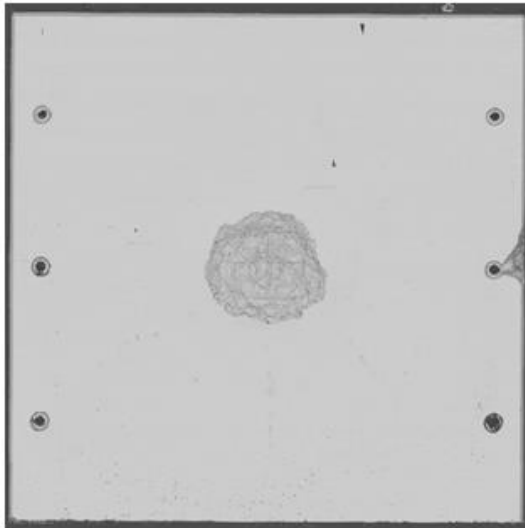


Kraterparameter

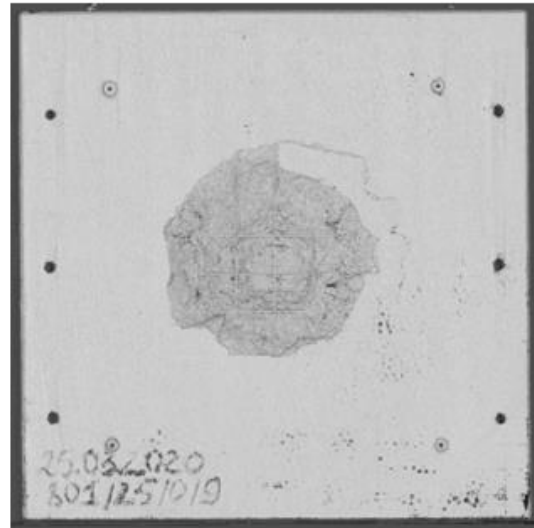


Platte S-25-0-4

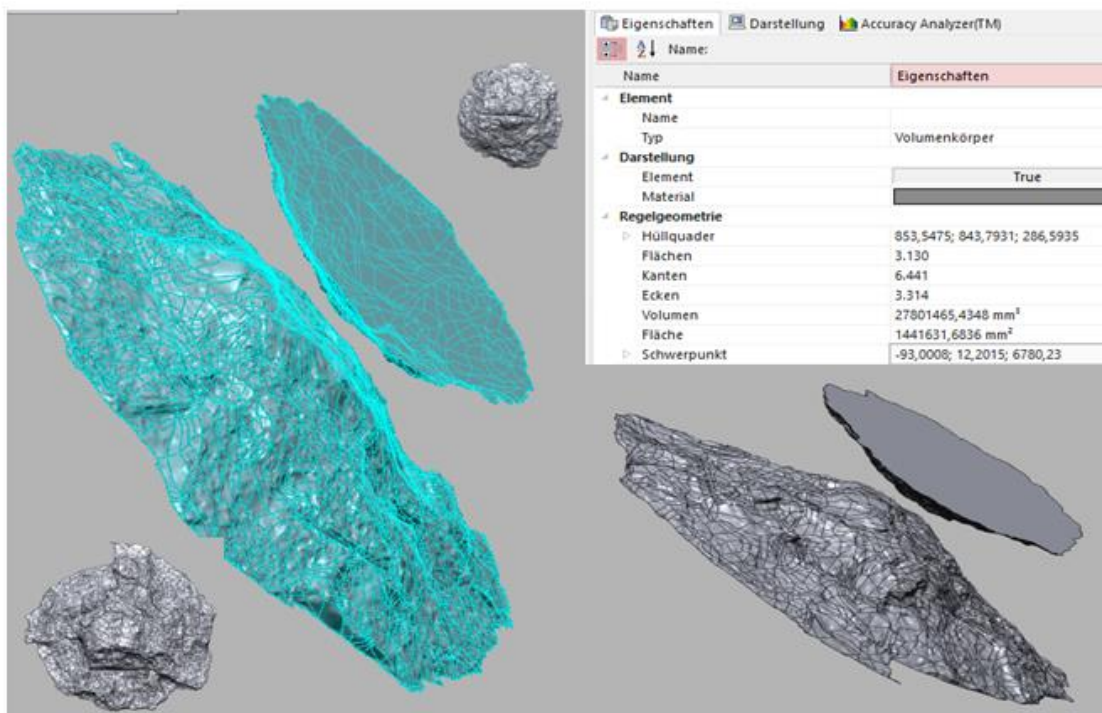
Belastungsseite



Schutzseite

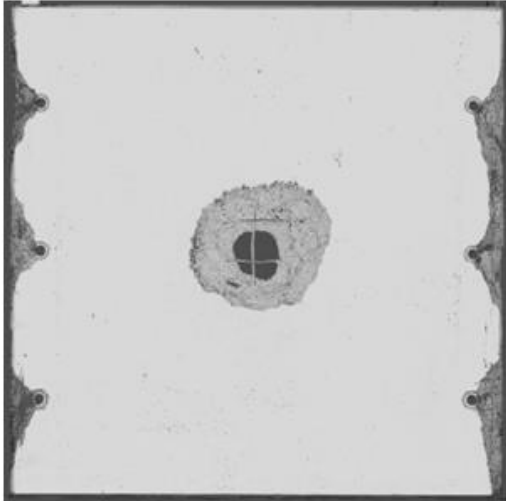


Kraterparameter

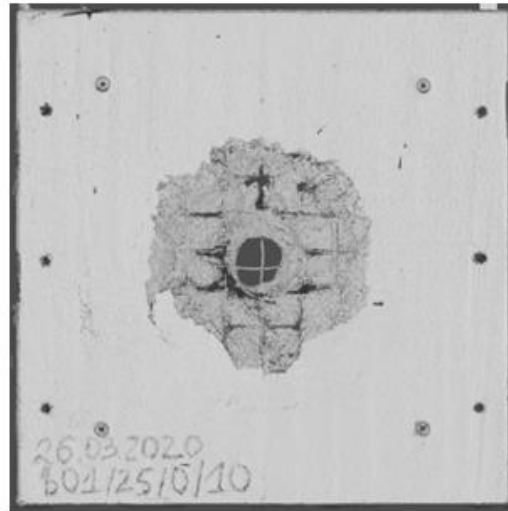


Platte S-25-0-5

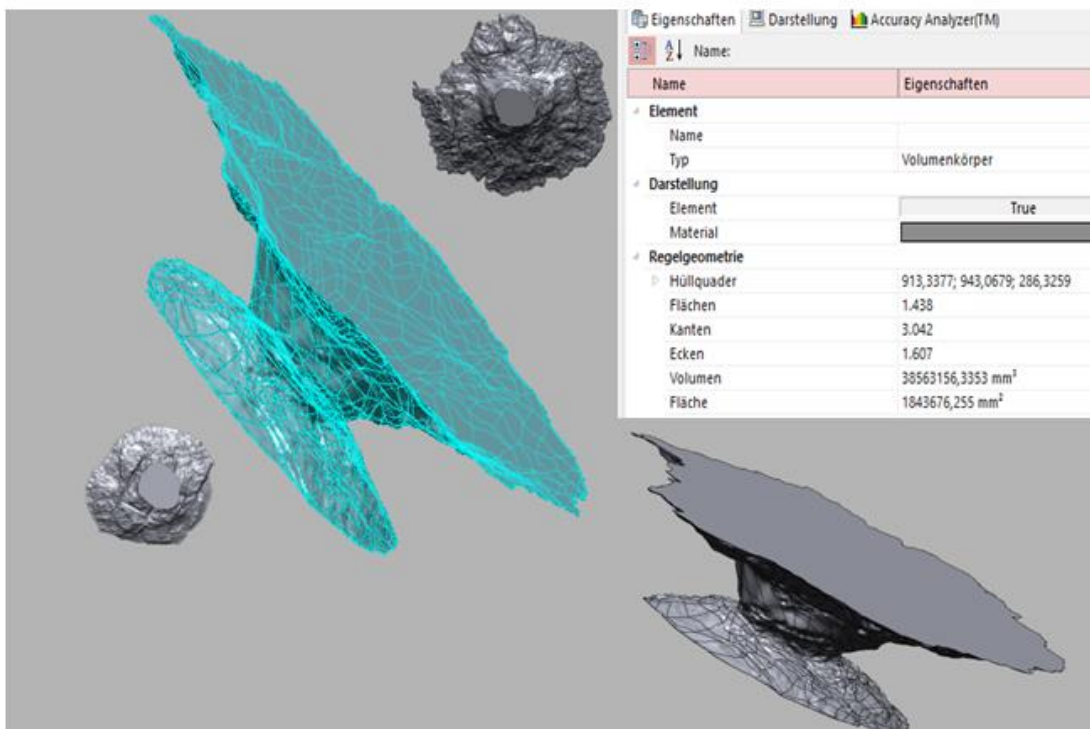
Belastungsseite



Schutzseite

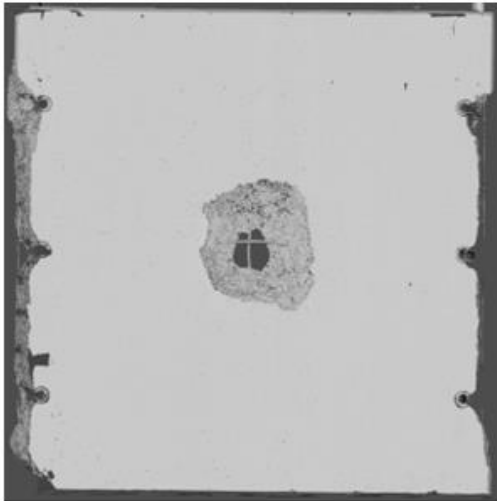


Kraterparameter

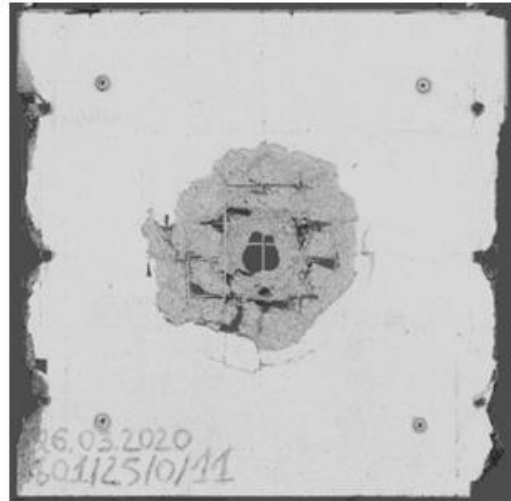


Platte S-25-0-6

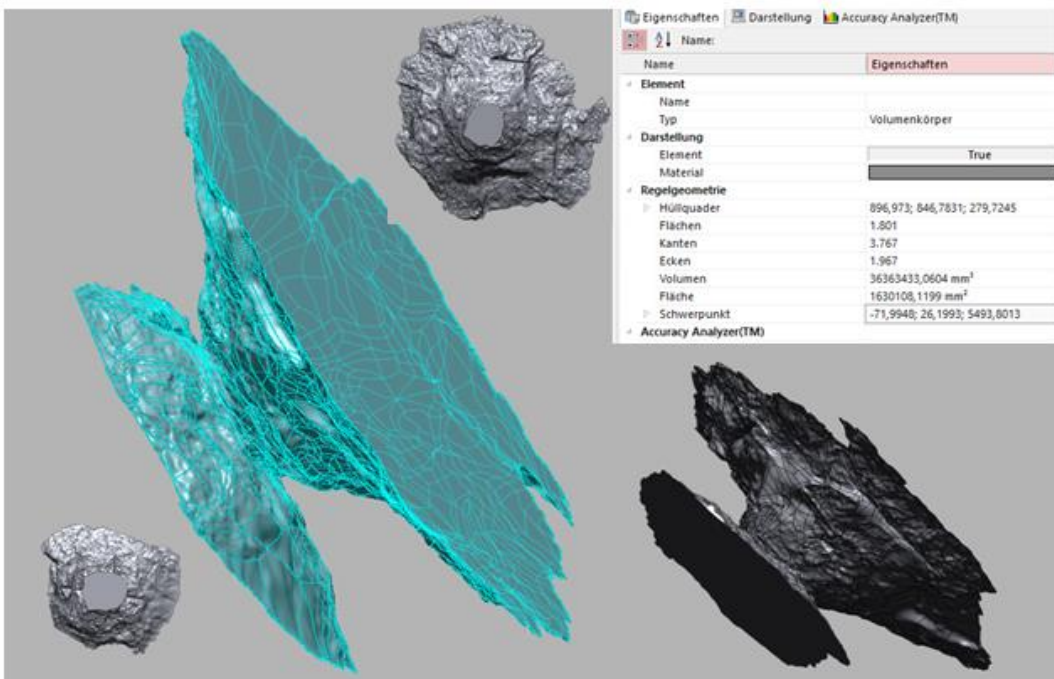
Belastungsseite



Schutzseite

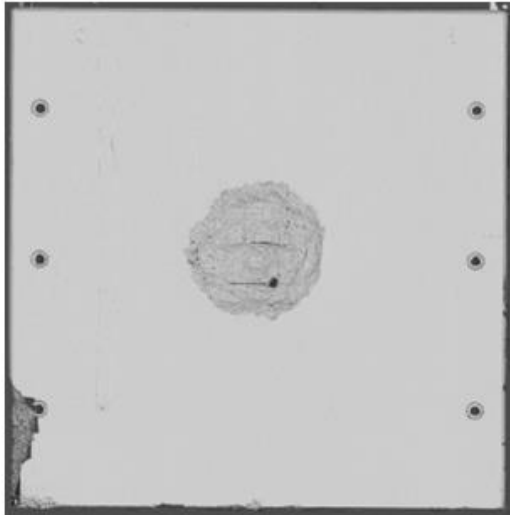


Kraterparameter

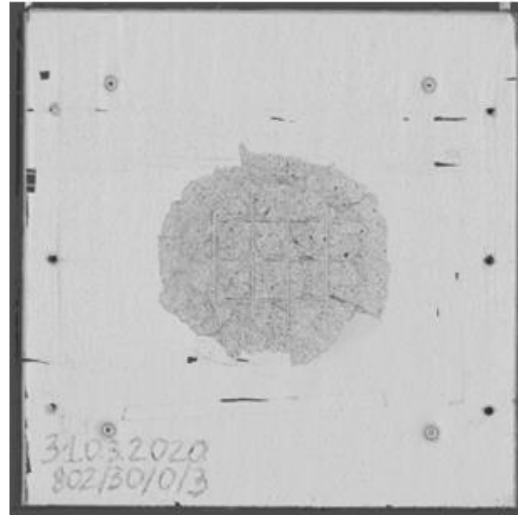


Platte S-30-0-7

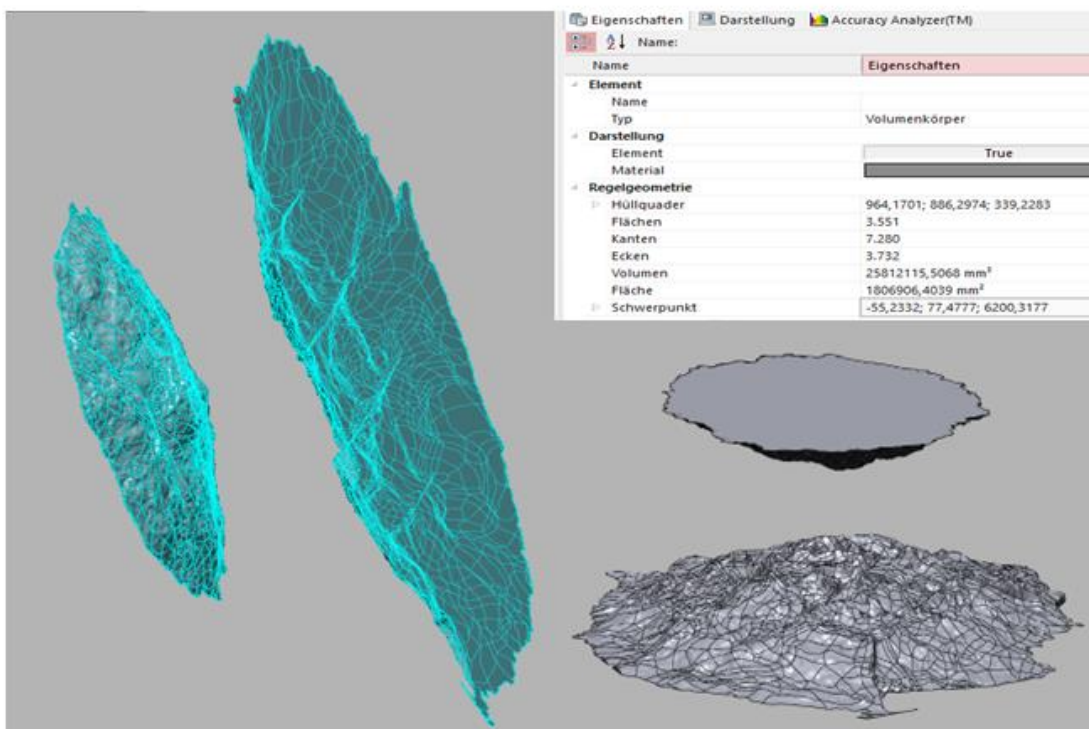
Belastungsseite



Schutzseite

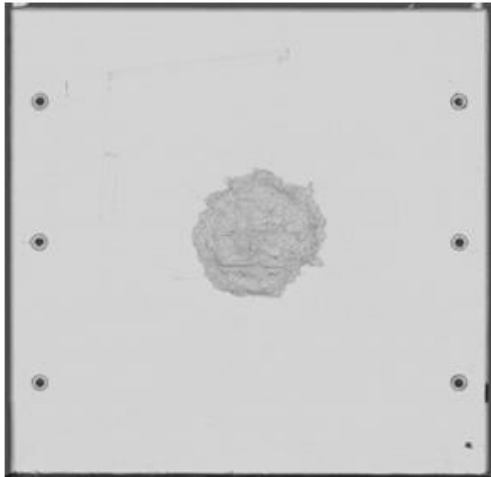


Kraterparameter

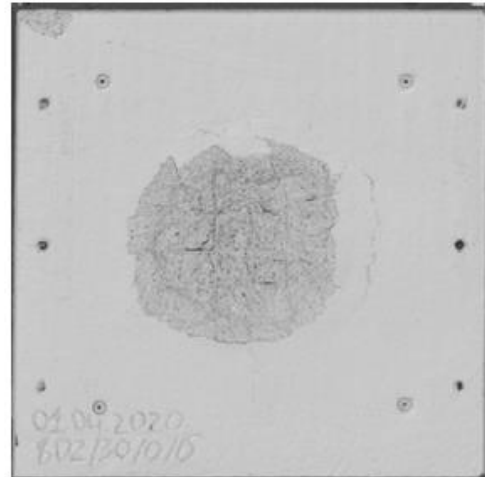


Platte S-30-0-8

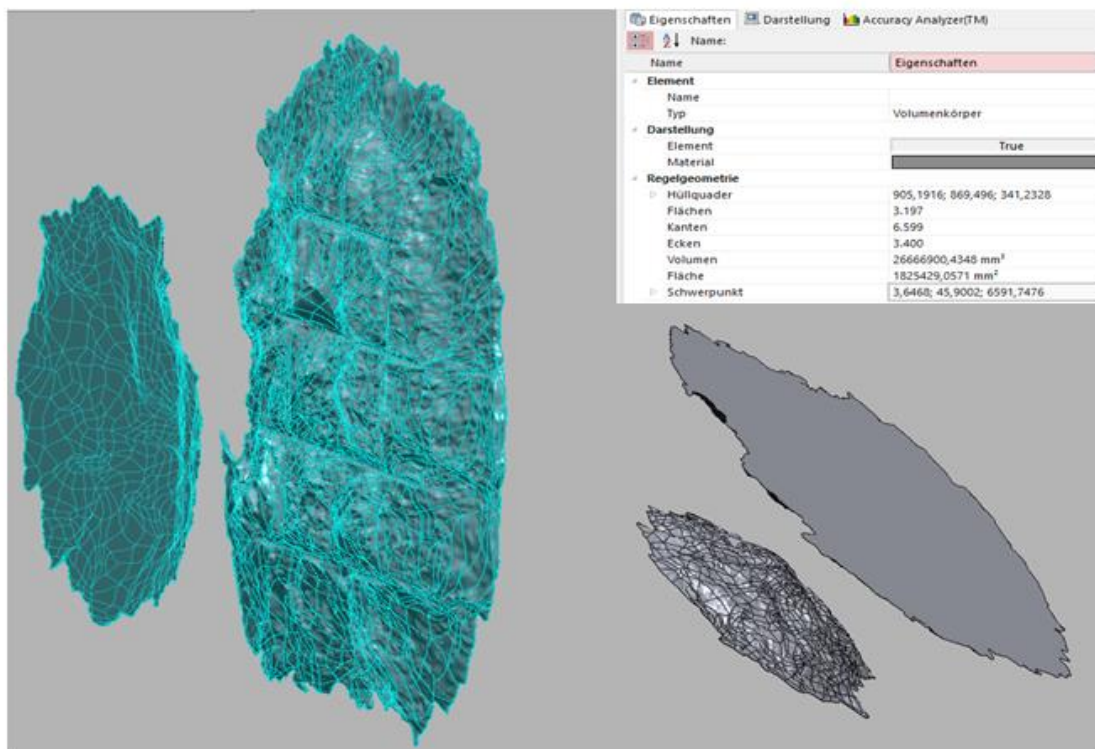
Belastungsseite



Schutzseite

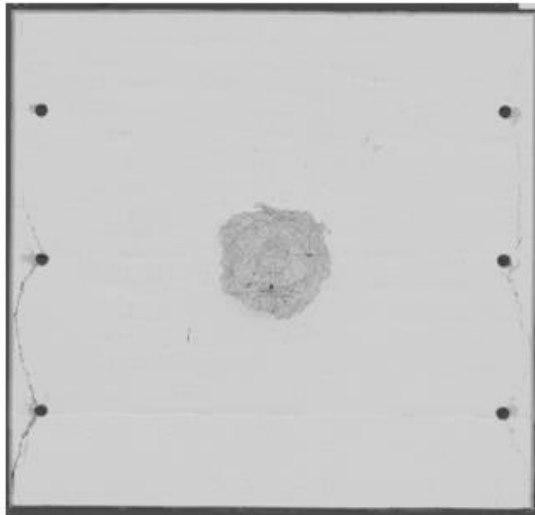


Kraterparameter

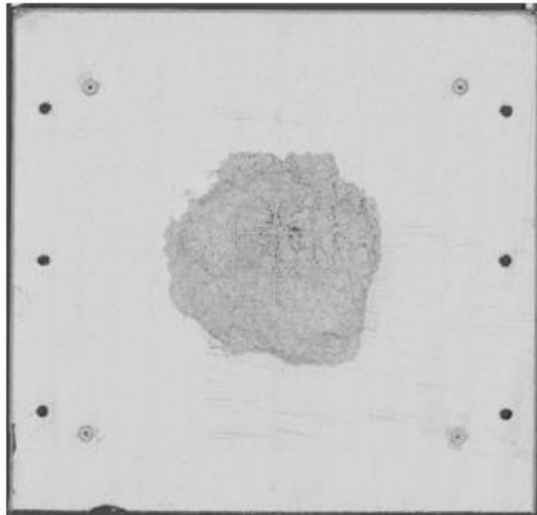


Platte SF-30-0,5-1

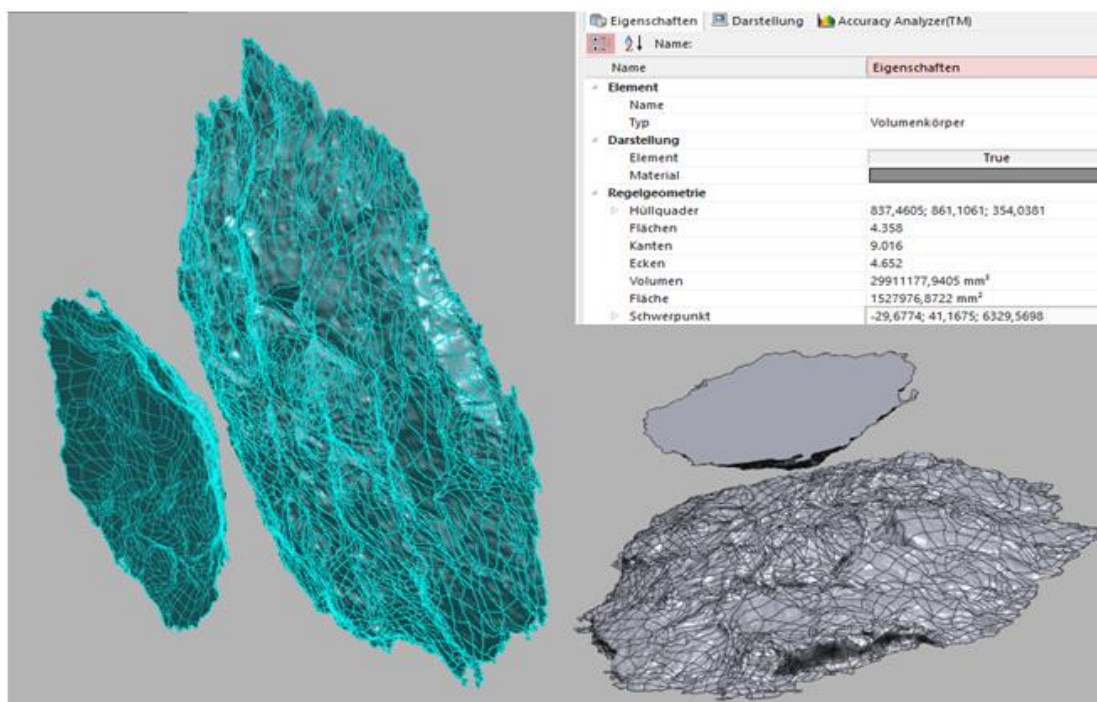
Belastungsseite



Schutzseite

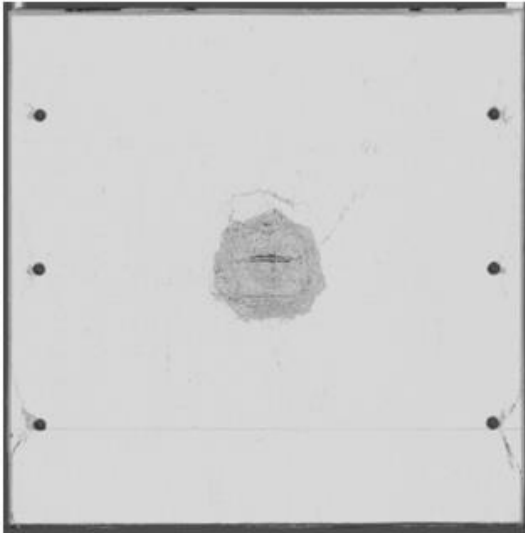


Kraterparameter

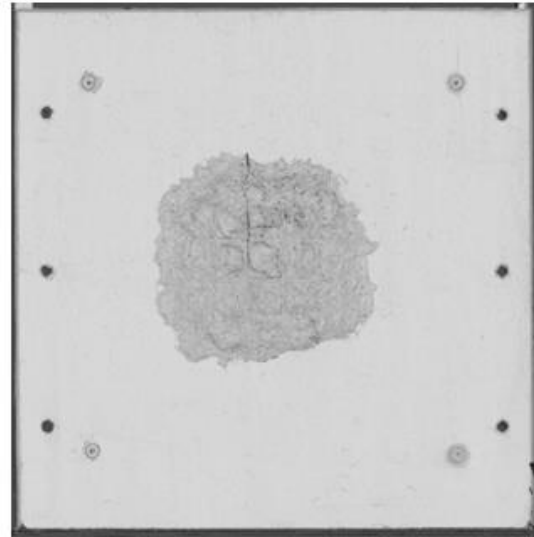


Platte SF-30-0,5-2

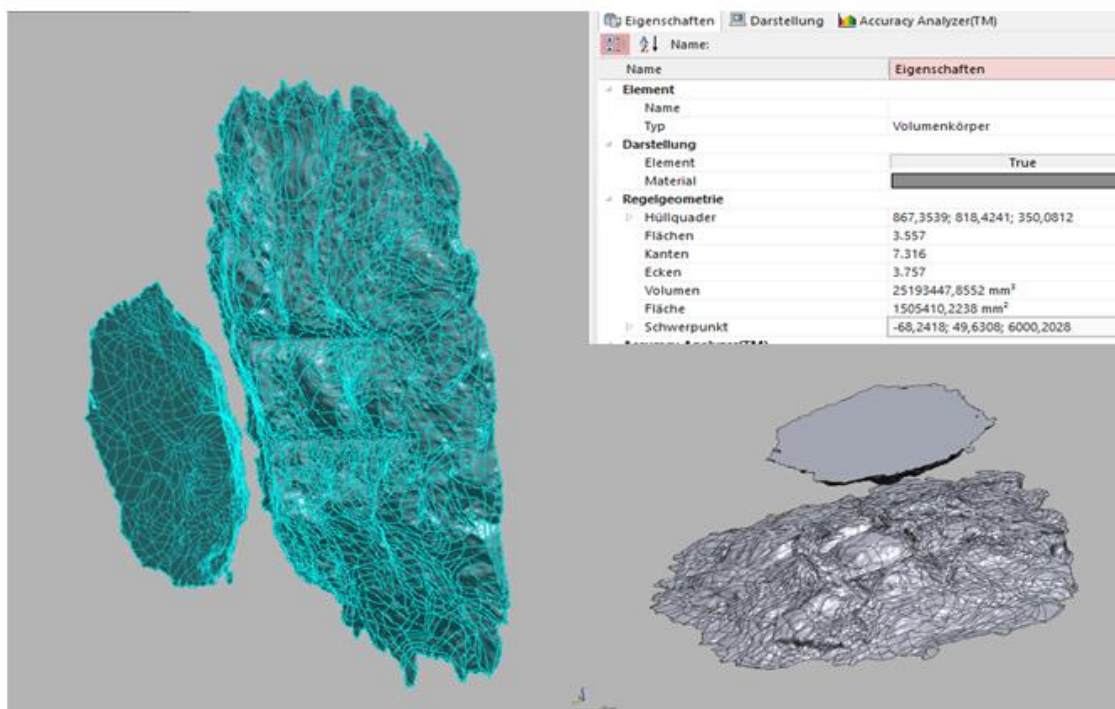
Belastungsseite



Schutzseite

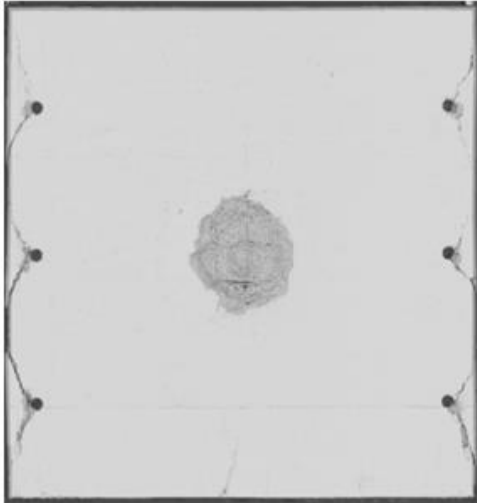


Kraterparameter

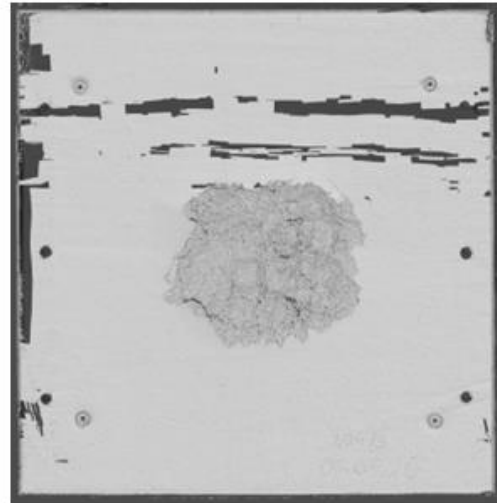


Platte SF-30-0,5-3

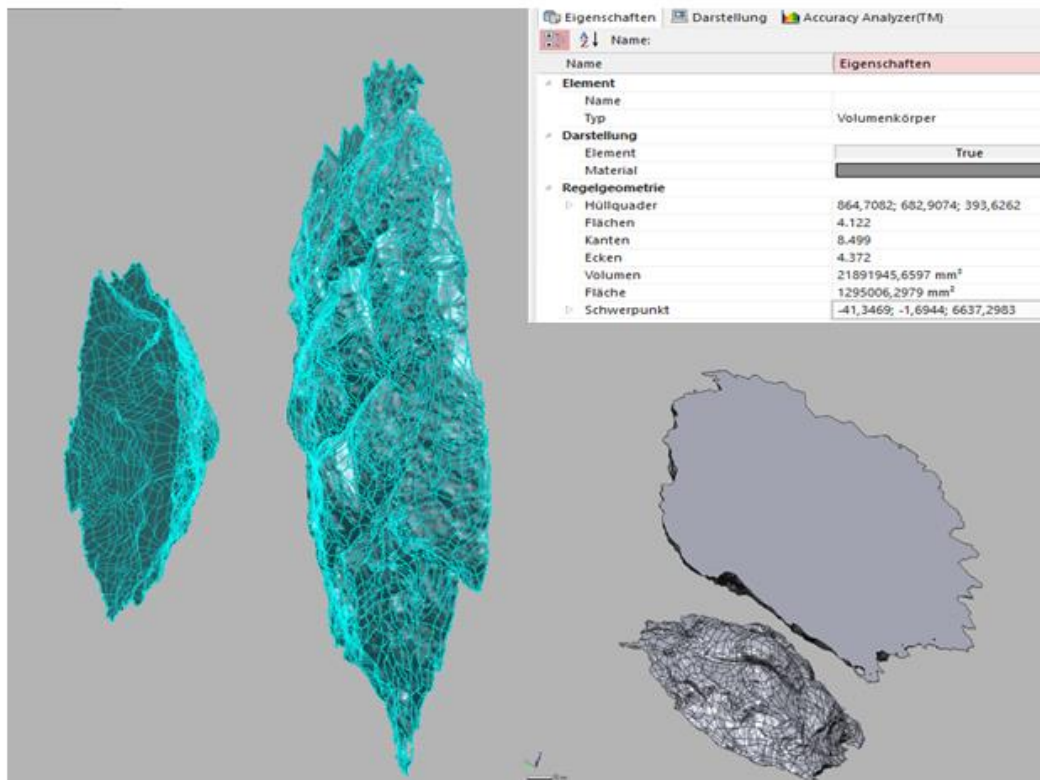
Belastungsseite



Schutzseite

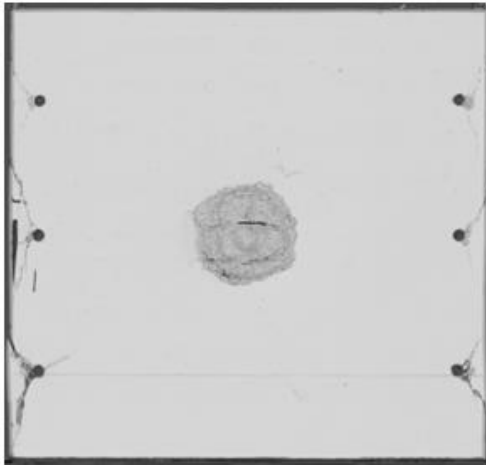


Kraterparameter

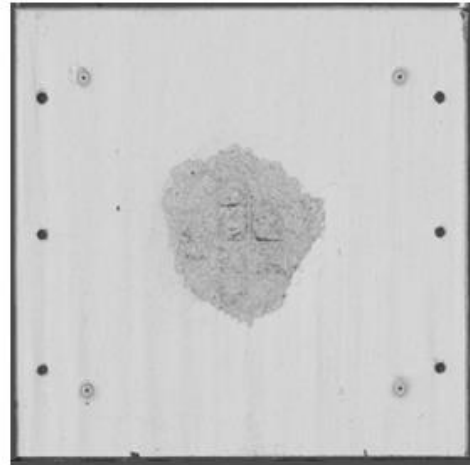


Platte SF-30-0,5-4

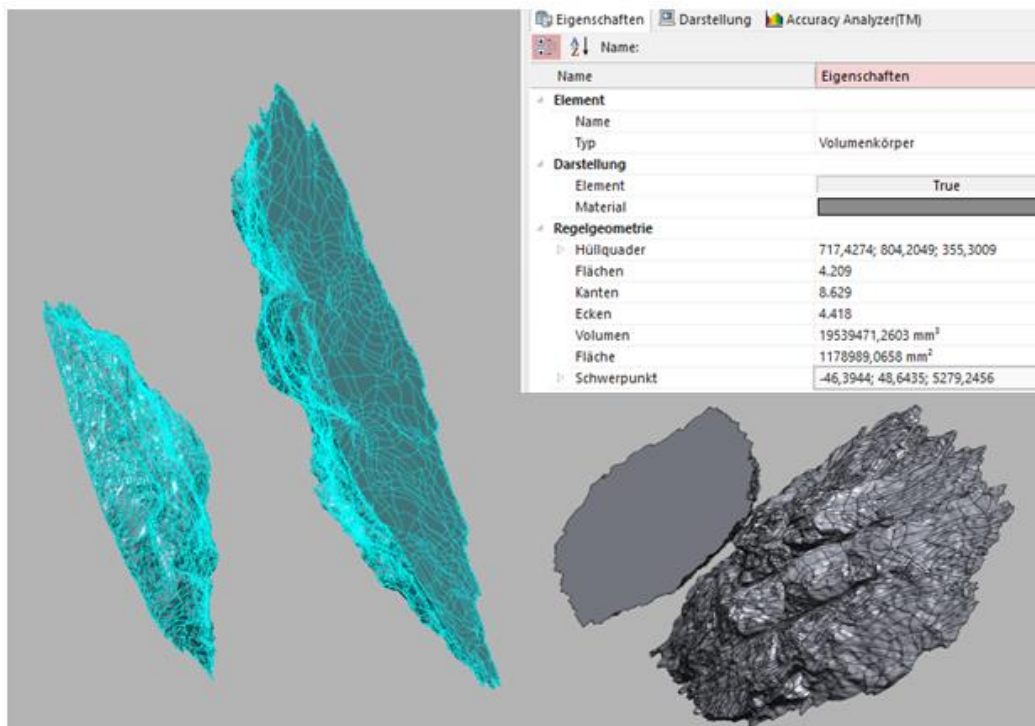
Belastungsseite



Schutzseite

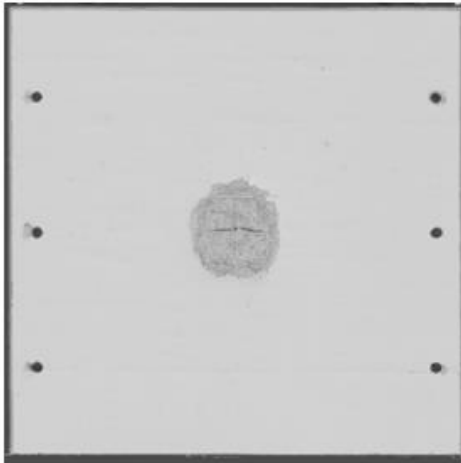


Kraterparameter



Platte SF-30-1-1

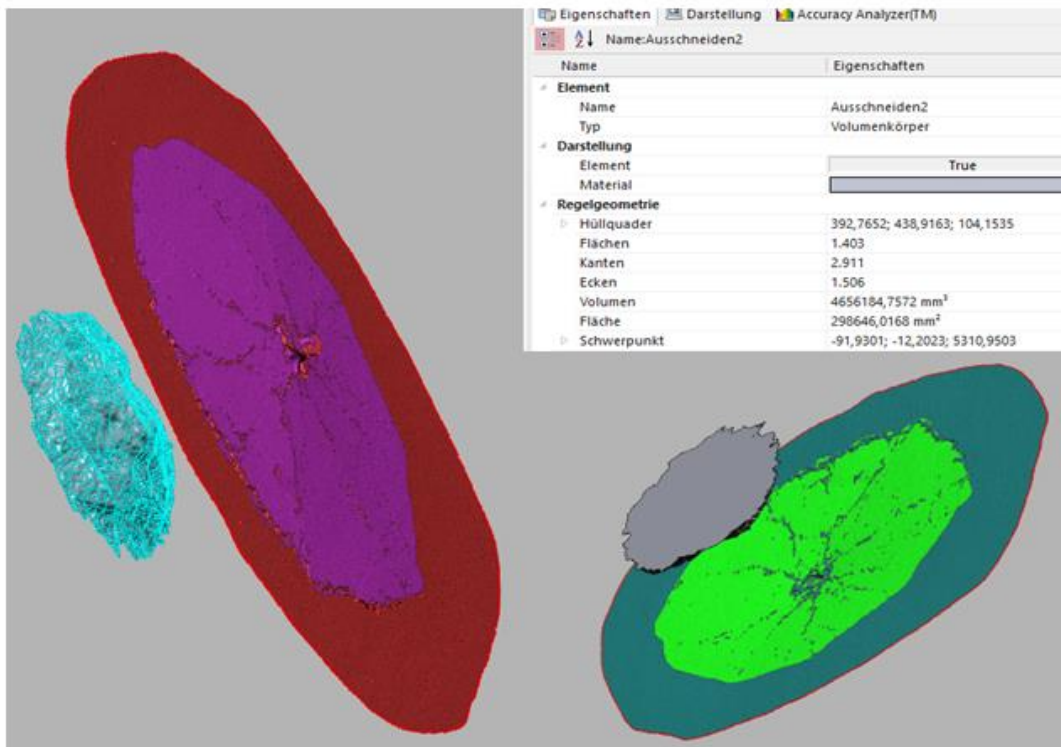
Belastungsseite



Schutzseite

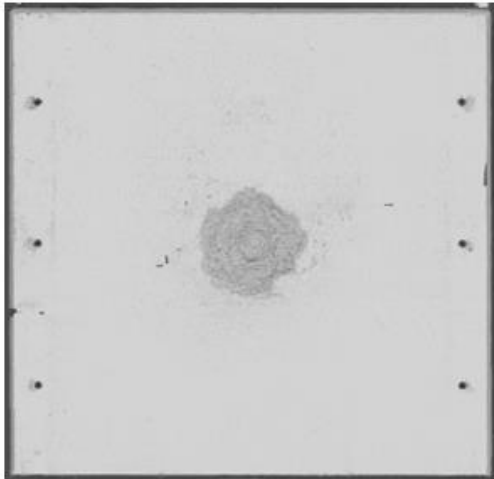


Kraterparameter

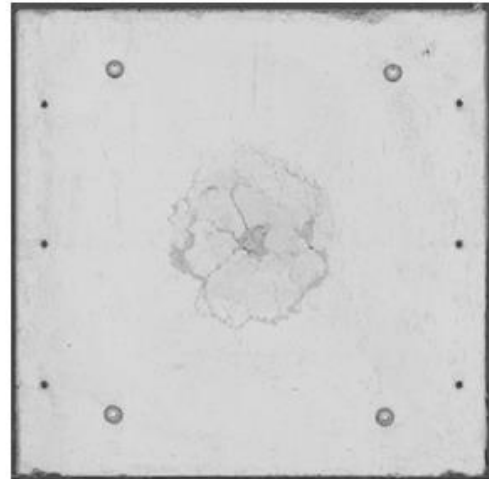


Platte SF-30-1-2

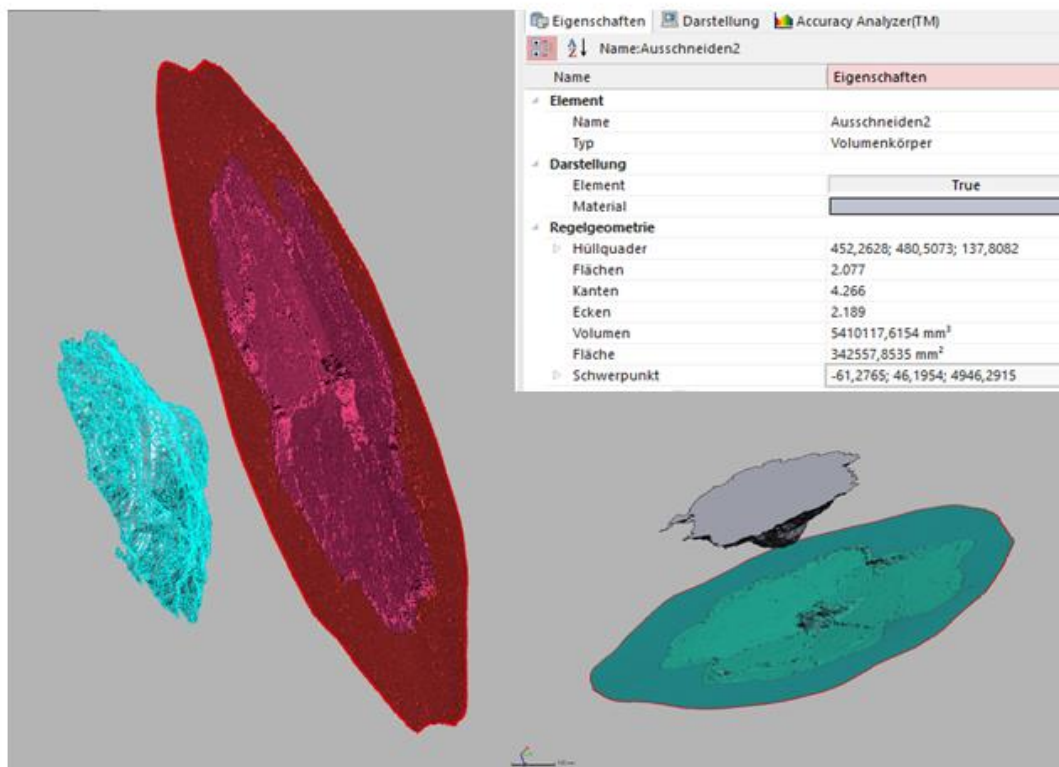
Belastungsseite



Schutzseite

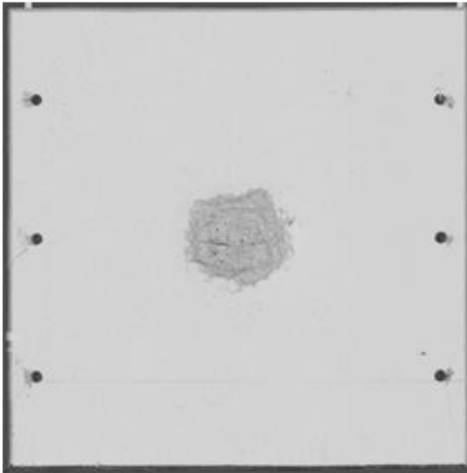


Kraterparameter

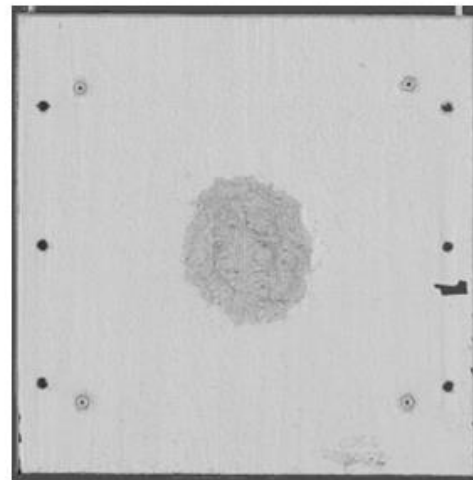


Platte SF-30-1-3

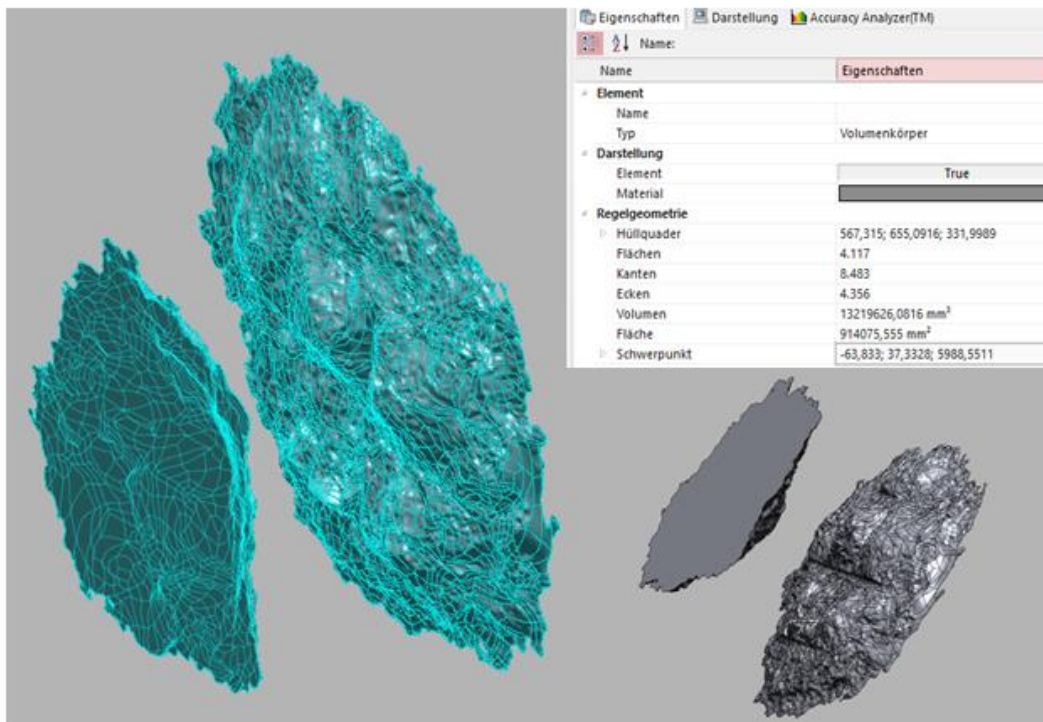
Belastungsseite



Schutzseite

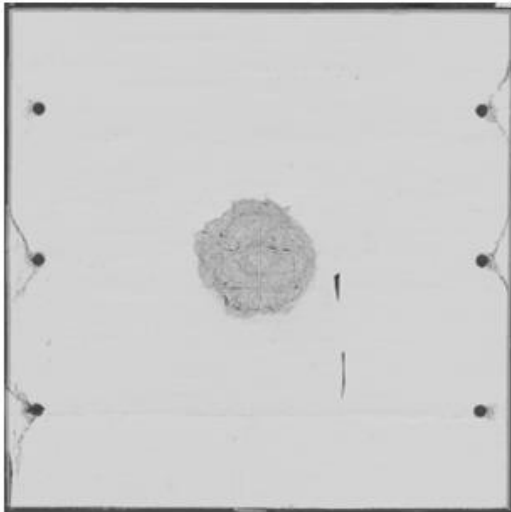


Kraterparameter

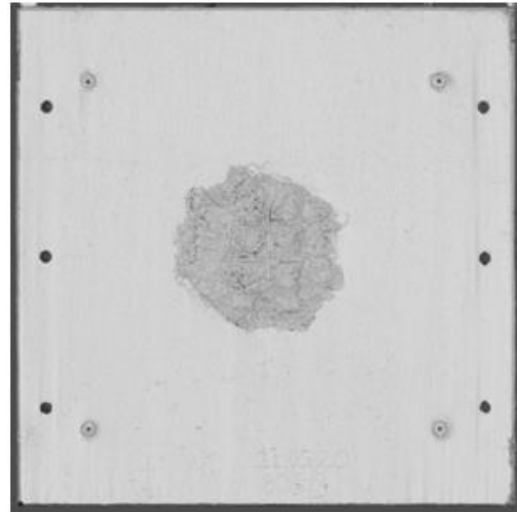


Platte SF-30-1-4

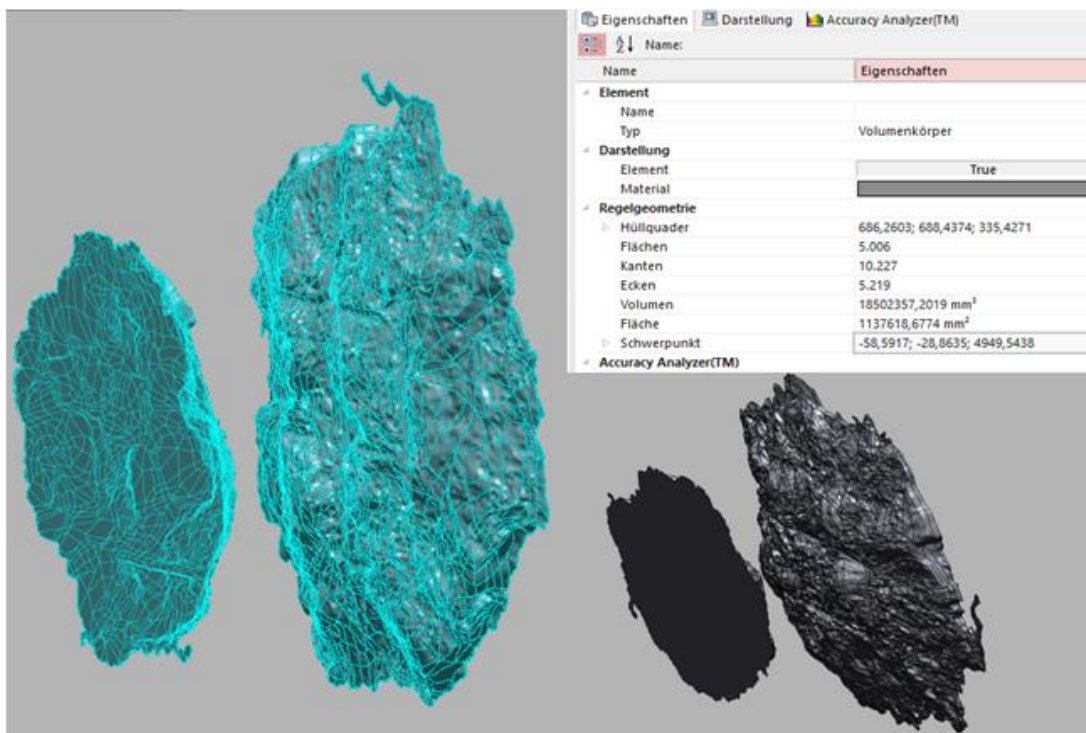
Belastungsseite



Schutzseite

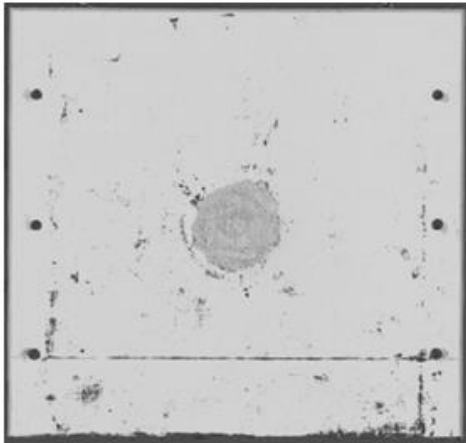


Kraterparameter

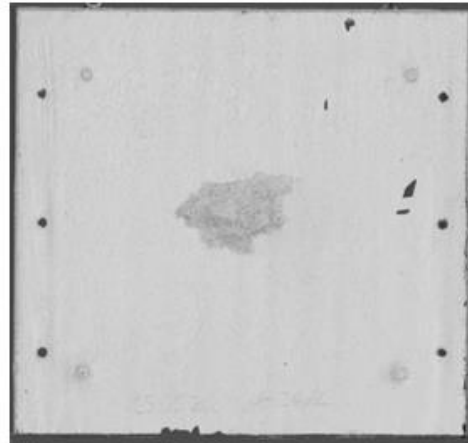


Platte SF-30-2-1

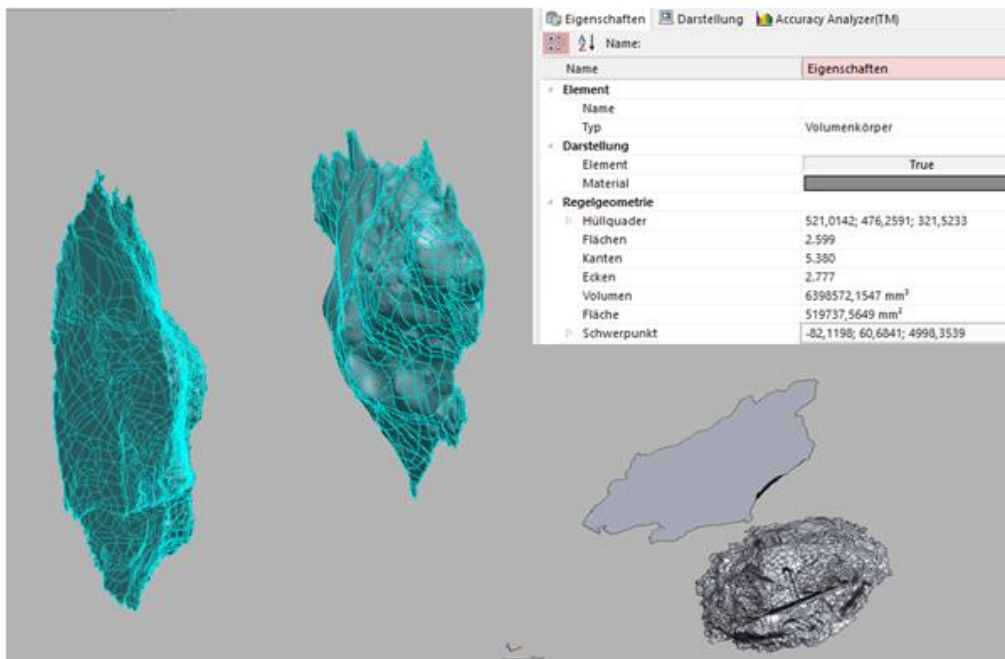
Belastungsseite



Schutzseite

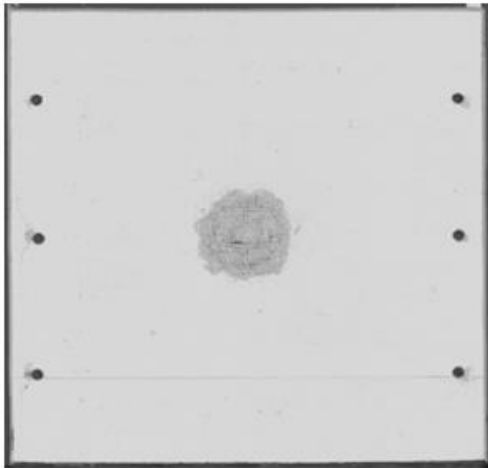


Kraterparameter

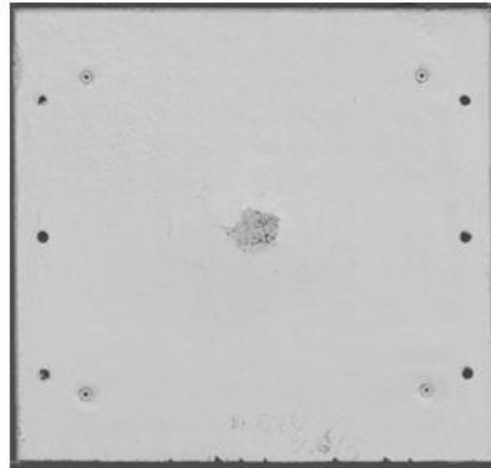


Platte SF-30-2-2

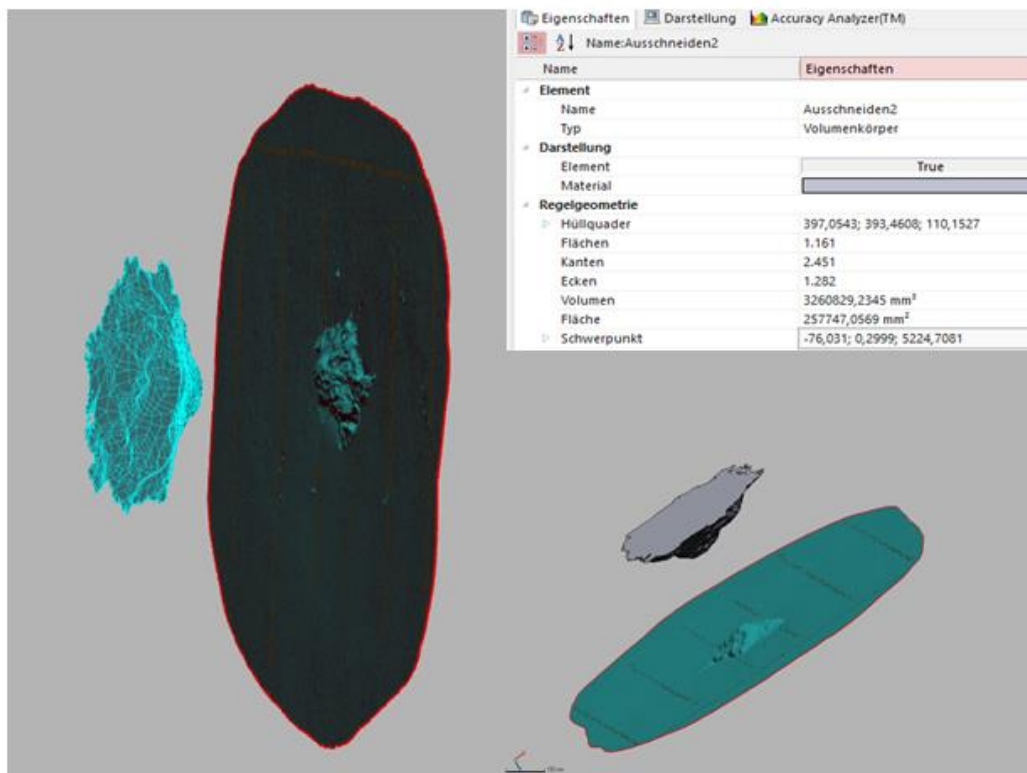
Belastungsseite



Schutzseite

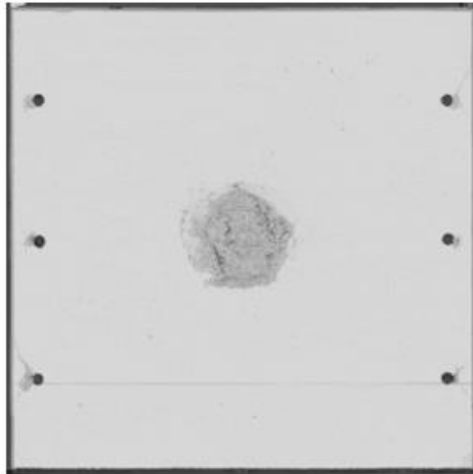


Kraterparameter

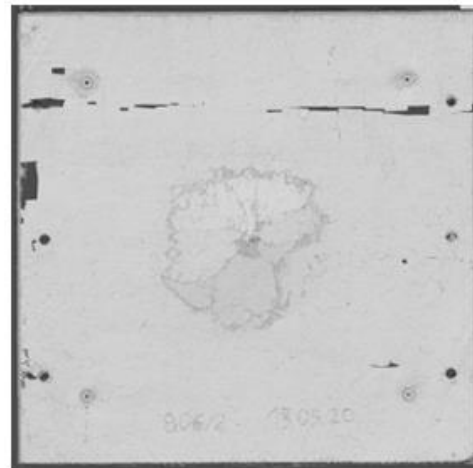


Platte SF-30-2-3

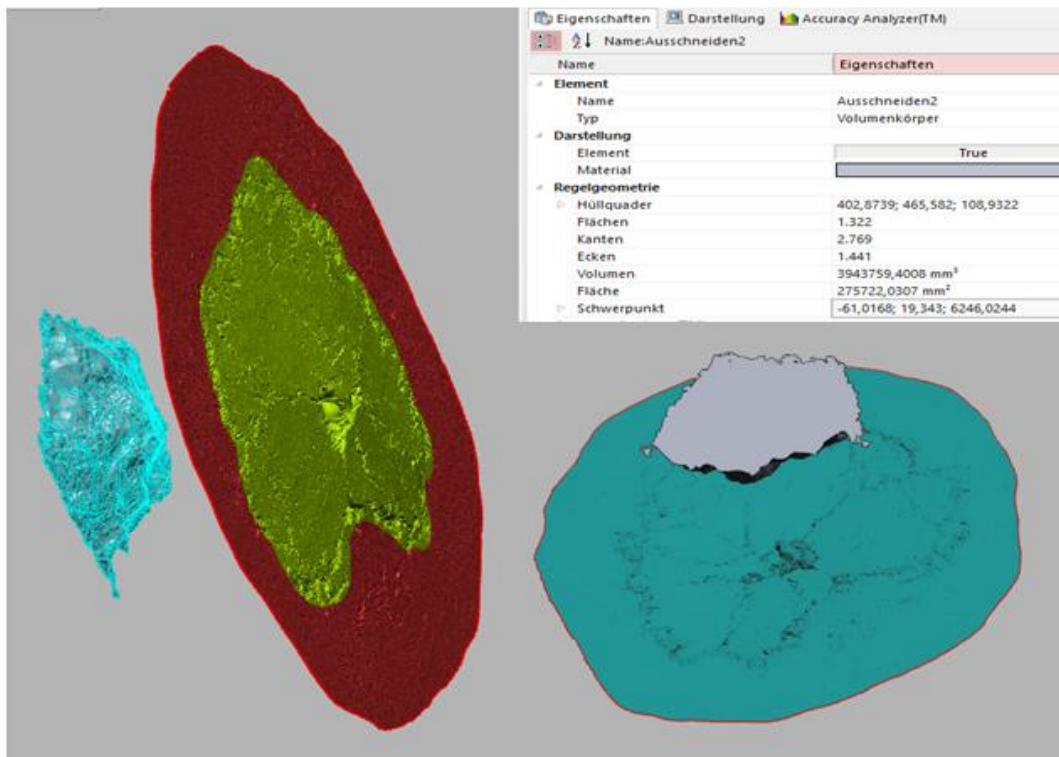
Belastungsseite



Schutzseite

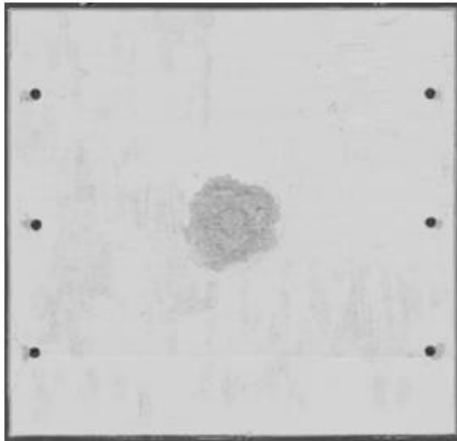


Kraterparameter

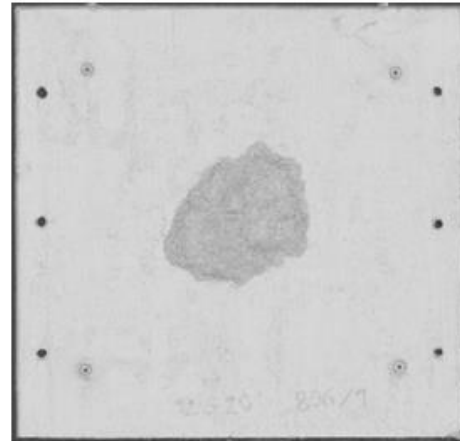


Platte SF-30-2-4

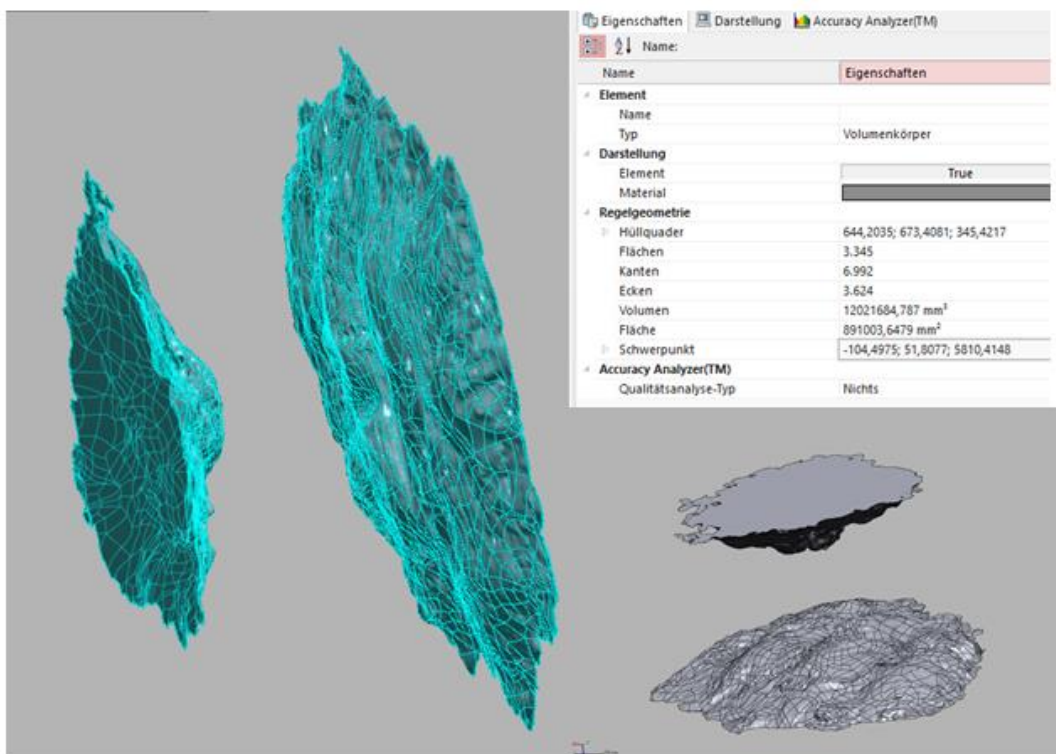
Belastungsseite



Schutzseite



Kraterparameter

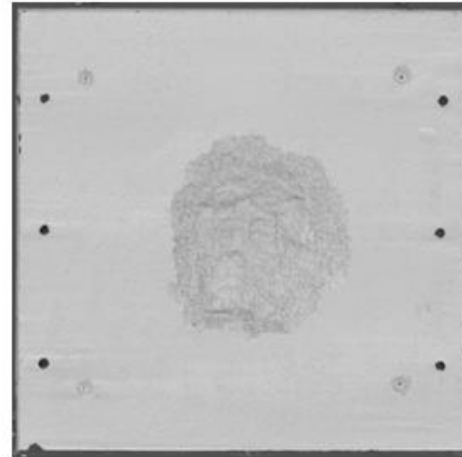


Platte S+SF-25-5-0-2-1

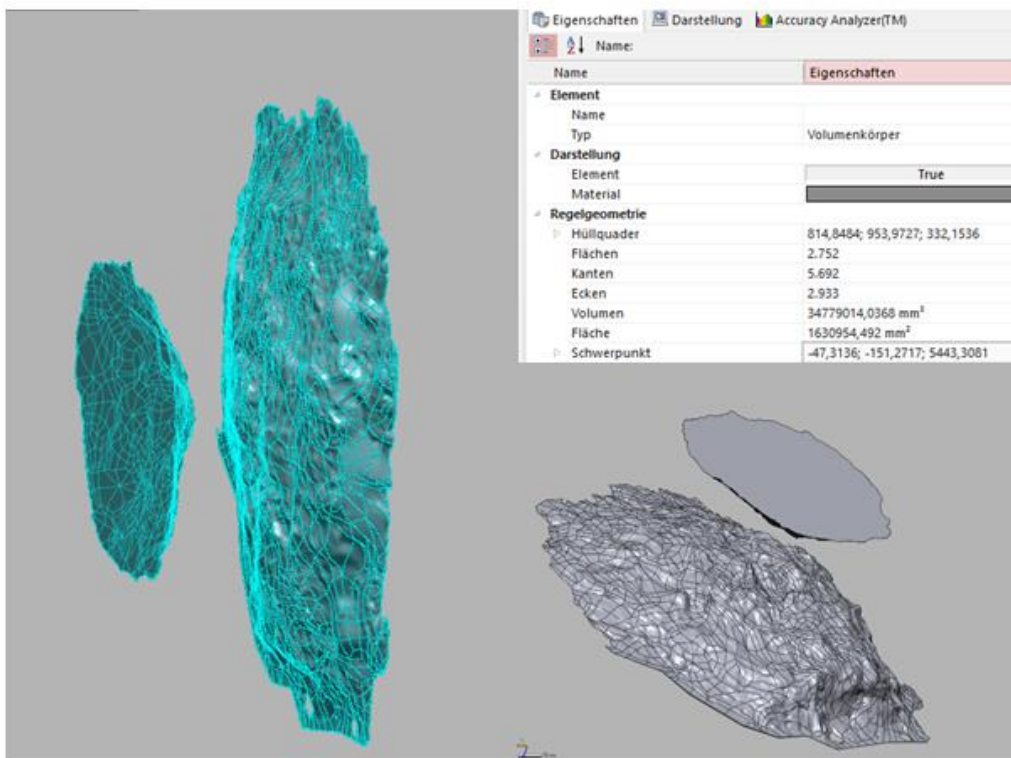
Belastungsseite



Schutzseite

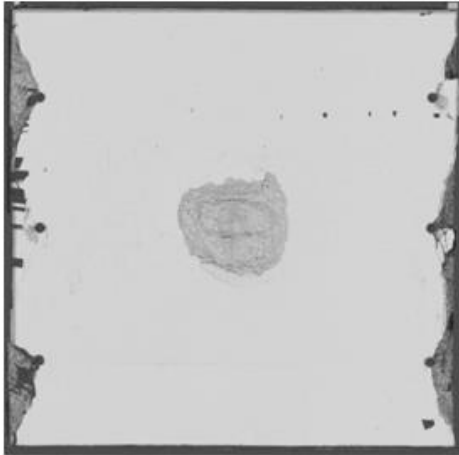


Kraterparameter

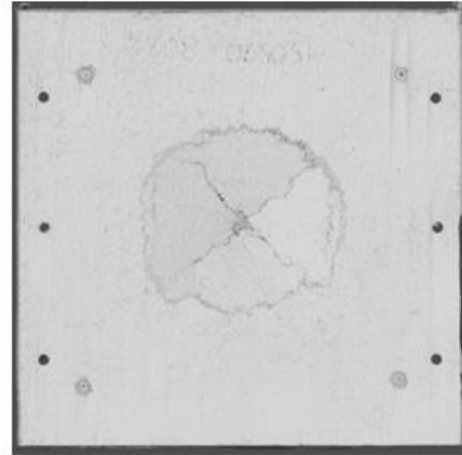


Platte S+SF-25-5-0-2-2

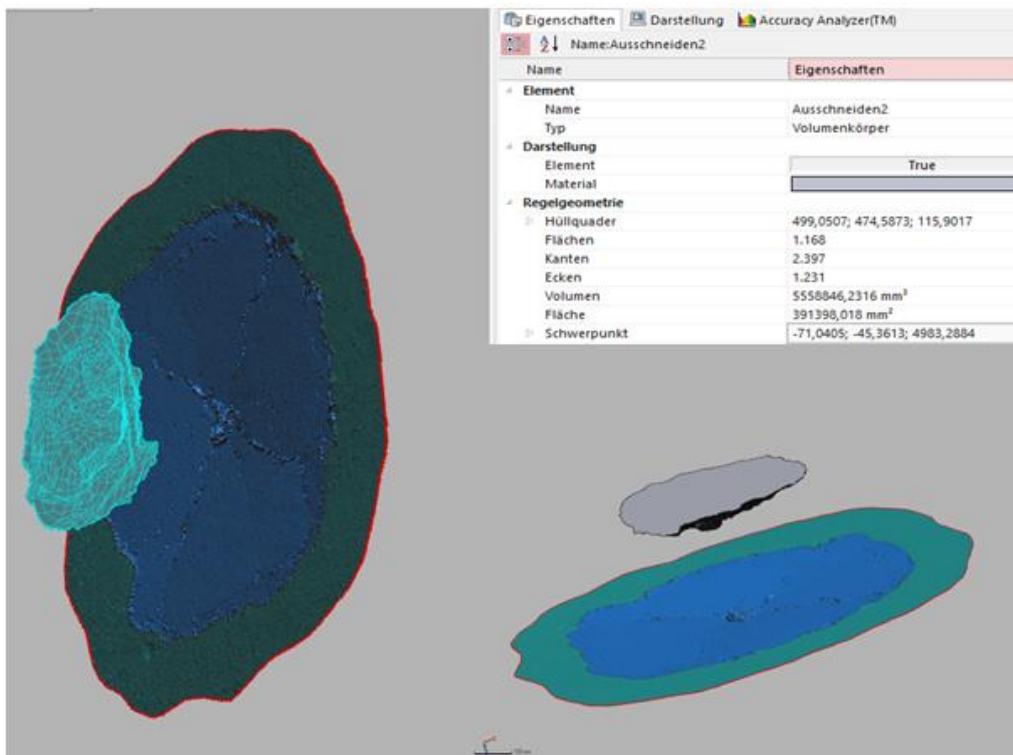
Belastungsseite



Schutzseite

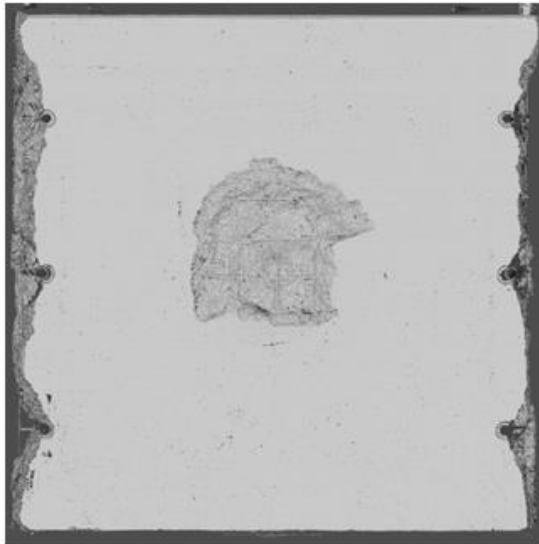


Kraterparameter

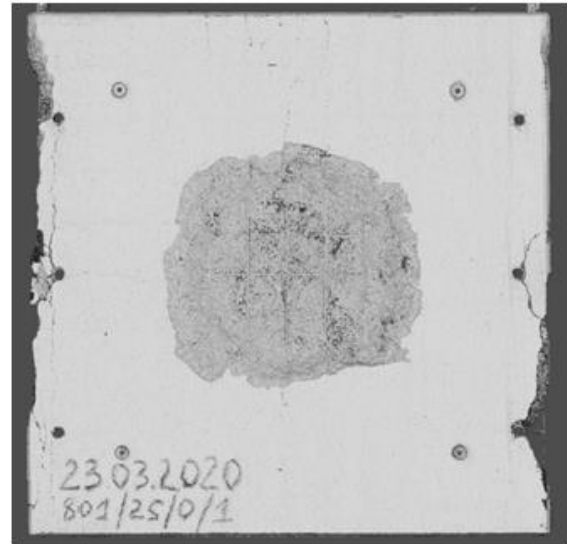


Platte S+D-25-5-0-x-1

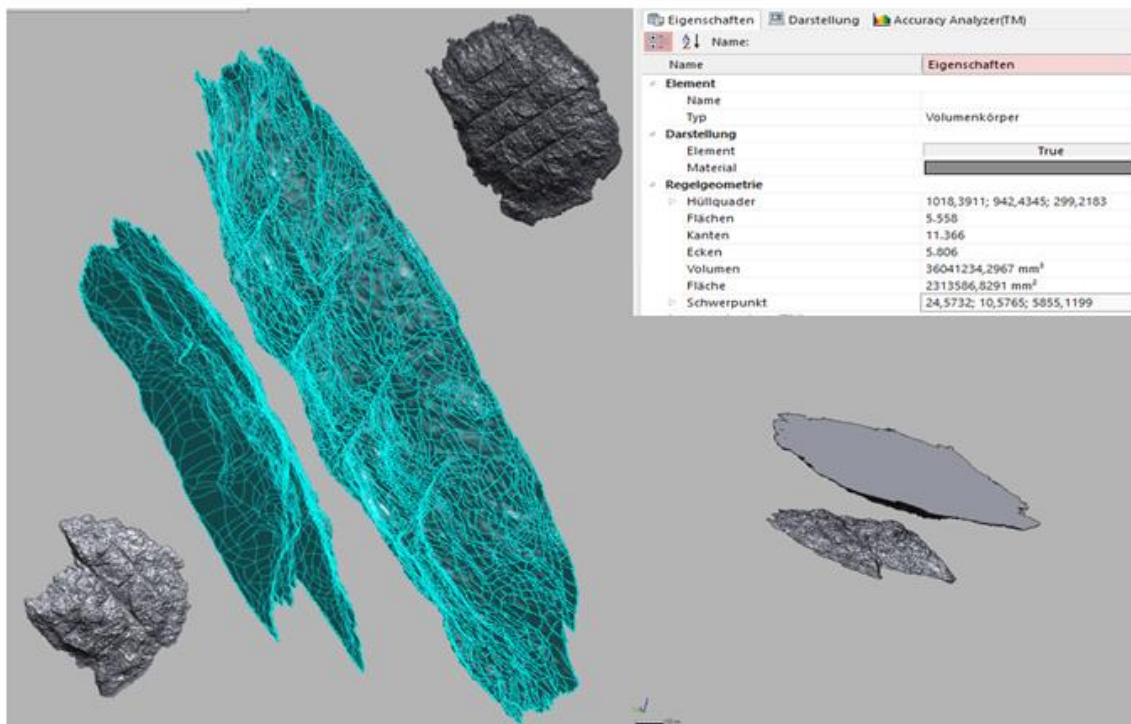
Belastungsseite



Schutzseite

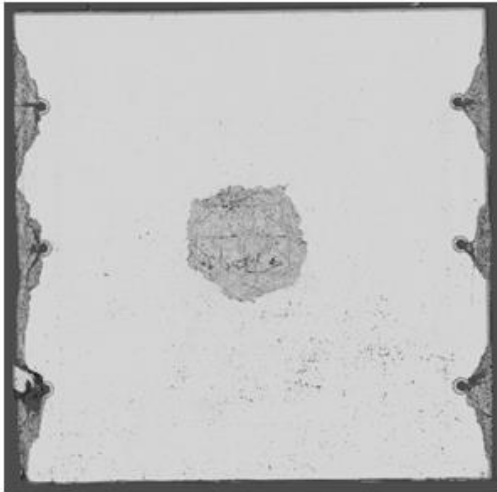


Kraterparameter



Platte S+D-25-5-0-x-2

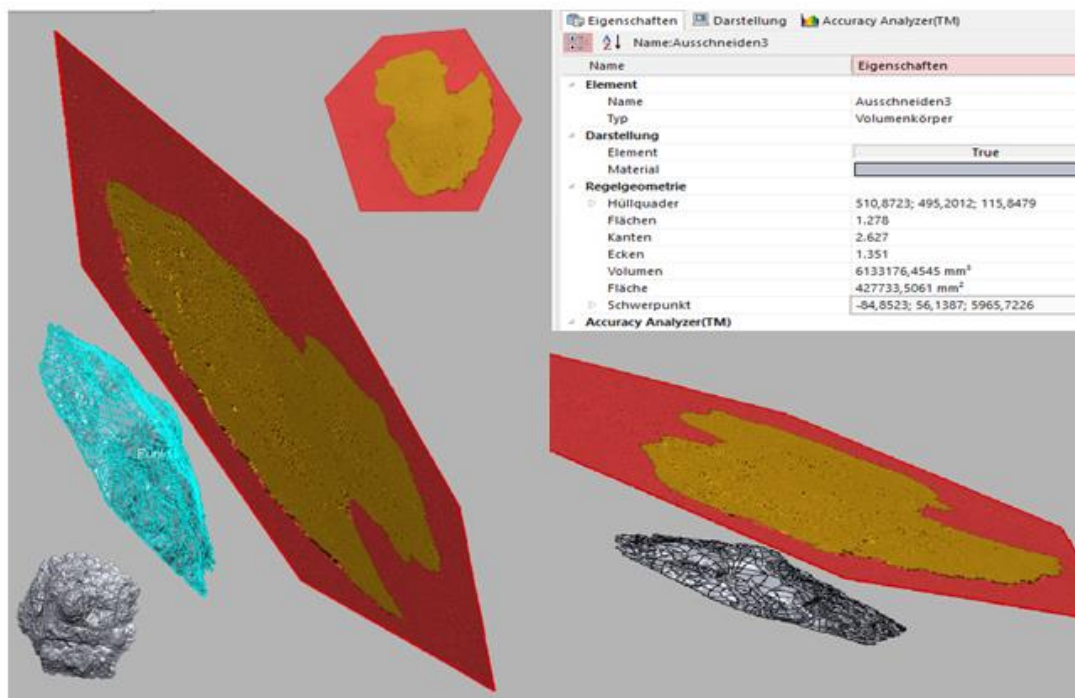
Belastungsseite



Schutzseite



Kraterparameter



A.3 Impact-Echo







Ort Messungen:	Labor KI UniBw M  <i>Universität der Bundeswehr München</i> Institut für konstruktiven Ingenieurbau
Zerstörungsfreie Untersuchung:	Impact-Echo-Messung
Messsystem:	DOCTer Impact-Echo Test System
Datenanalyse:	ECHOLYST
Anzahl der untersuchten Proben:	24
Untersuchte Oberfläche:	Beanspruchungsseite

Tabelle A.3-1: Prozentuale Darstellung der unterschiedlichen Plattenschäden aus der Tiefenmessung IE der angesprengten Platten (Tabelle 4-1). Ergebnisse der IE-Messungen pro Platte siehe unten.

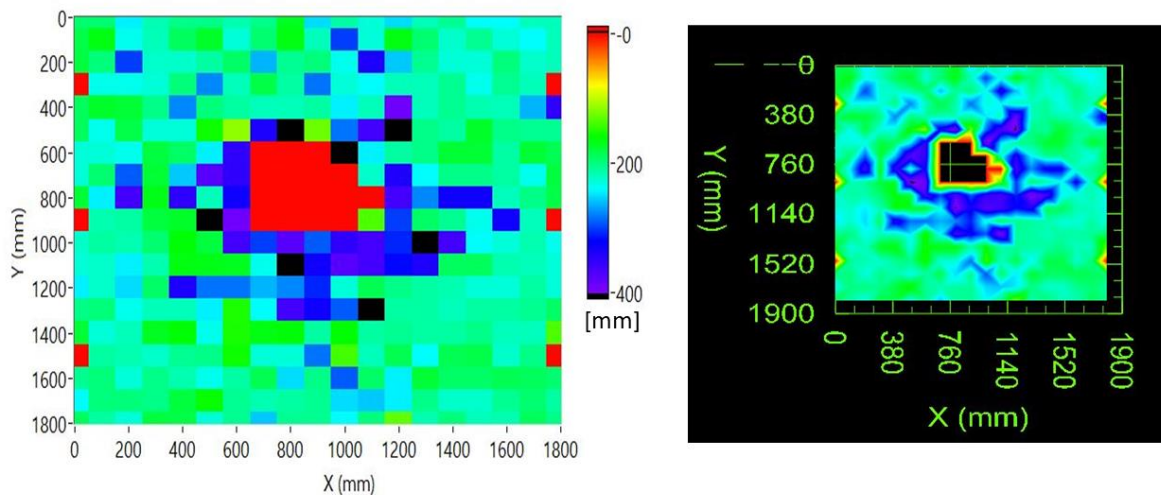
Nr.:	Plattenbezeichnung	Ladungs- menge [g Semtex10]					Σ
			[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	S-20-0-1 (Refpl.)						
2	S-20-0-2	1000	6	44	13	37	100
3	S-20-0-3	1000	7	47	11	35	100
4	S-25-0-4	1000	5	48	8	39	100
5	S-25-0-5	2000	8	30	24	38	100
6	S-25-0-6	2000	6	40	12	42	100
7	S-30-0-7	1000	8	58	22	12	100
8	S-30-0-8	1000	8	63	12	17	100
9	SF-30-0,5-1	1500	7	66	5	22	100
10	SF-30-0,5-2	1500	5	63	12	20	100
11	SF-30-0,5-3	2000	7	50	27	16	100
12	SF-30-0,5-4	2000	7	54	19	20	100
13	SF-30-1-1	1500	5	63	8	24	100
14	SF-30-1-2	1500	5	60	9	26	100
15	SF-30-1-3	2000	7	67	4	22	100
16	SF-30-1-4	2000	6	66	8	20	100
17	SF-30-2-1	1500	5	77	3	15	100
18	SF-30-2-2	1500	5	81	5	9	100
19	SF-30-2-3	2000	5	69	2	24	100
20	SF-30-2-4	2000	7	68	4	21	100
21	S+SF-25-5-0-2-1	1500	6	39	21	34	100
22	S+SF-25-5-0-2-2	1500	9	42	32	17	100
23	S+D-25-5-0-x-1	2000	9	34	12	45	100
24	S+D-25-5-0-x-2	2000	8	38	22	32	100

Legende

	Randbereiche der Platte (10 cm)
	Keine IE-Messung durchgeführt
	Intakter Plattenbereich
	Gefügestörungsbereich (Risszone)
	Gefügestörungsbereich

Schädigungstiefenplot Platte S-20-0-2

2D- Darstellung



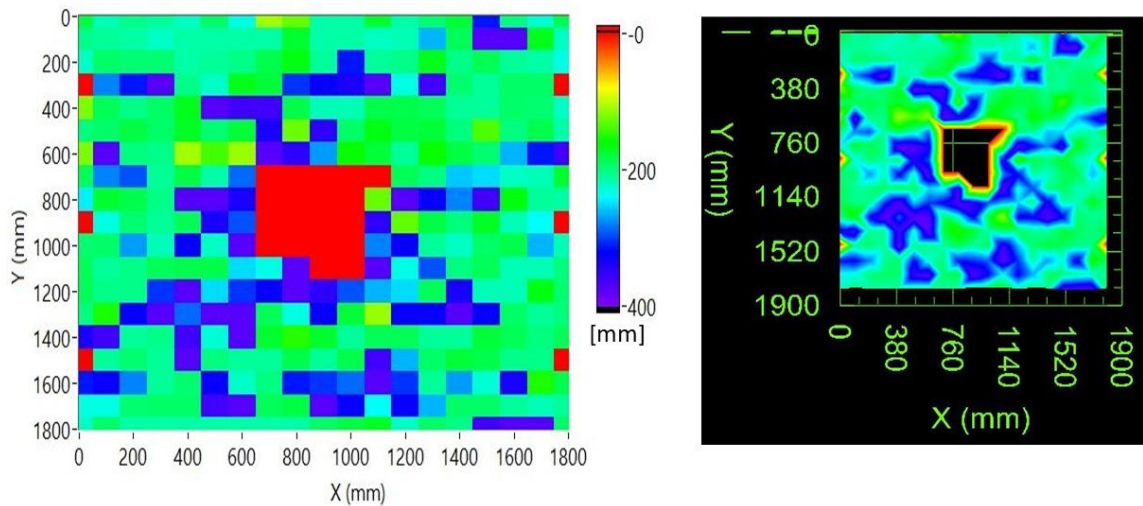
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	19,44	19,44	24,42	21,43	24,42	19,42	24,42	16,15	16,94	25,00	20,59	22,83	25,00	21,88	17,80	23,86	19,44	23,33	21,00	
2	23,33	16,41	23,33	21,88	18,75	17,21	22,83	19,44	16,41	30,00	30,00	19,44	16,41	19,44	19,44	21,44	20,55	23,86	40,38	
3	27,63	19,81	19,44	19,09	22,34	21,00	19,09	22,83	20,59	19,81	20,55	25,61	25,61	19,81	22,83	22,83	19,81	22,34	21,88	
4	0,00	23,33	23,33	22,83	19,81	12,21	21,88	18,10	19,81	28,38	20,44	23,86	21,88	21,88	21,00	20,59	20,59	21,88	0,00	
5	18,75	17,21	17,50	20,19	36,21	19,81	21,00	21,88	21,88	21,00	24,42	21,88	31,82	21,88	20,59	21,43	21,88	26,25	35,00	
6	18,75	23,33	18,10	22,83	22,83	15,44	11,41	33,87	40,38	12,50	36,89	36,21	40,38	20,19	21,00	17,21	20,19	20,59	20,59	
7	22,83	19,44	23,33	17,80	19,09	24,42	35,00	0,00	0,00	0,00	40,38	24,42	21,00	20,19	17,50	17,50	21,00	17,50	18,42	
8	22,83	19,44	29,17	17,50	25,61	37,50	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,34	33,87	23,86	20,19	20,19	23,33	23,33	17,80	
9	17,50	24,42	36,21	16,67	35,00	21,88	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	36,21	27,63	32,81	32,81	21,88	20,19	38,89	
10	0,00	21,43	21,00	17,80	17,21	40,38	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	13,46	30,00	19,09	20,59	23,33	32,81	21,88	0,00	
11	22,34	21,00	21,43	19,44	16,15	17,80	36,21	37,50	37,50	29,17	35,00	36,21	30,88	40,38	21,19	23,86	19,44	21,43	23,33	
12	19,44	22,34	24,42	21,43	16,41	16,67	16,94	23,33	40,38	32,81	37,50	36,21	31,82	33,87	18,75	18,75	21,43	21,88	21,23	
13	24,42	19,21	25,00	19,09	27,63	28,38	19,09	26,25	27,63	37,50	22,83	18,42	20,19	21,00	21,43	22,83	22,83	21,00	22,83	
14	20,19	19,81	23,33	21,88	21,88	24,42	15,00	23,86	20,19	32,81	29,17	21,44	21,00	21,00	21,88	21,00	21,00	20,59	19,09	
15	17,50	22,83	21,88	16,94	16,15	23,33	15,22	16,41	16,15	20,19	15,91	21,00	20,59	21,00	21,00	33,87	21,88	21,88	13,46	
16	0,00	21,00	21,43	22,34	20,59	20,19	15,44	22,83	22,83	28,38	13,82	21,88	18,42	23,86	18,42	25,00	22,34	21,88	0,00	
17	20,59	19,81	22,83	20,19	21,43	23,33	21,00	18,42	25,00	20,19	21,43	19,09	24,42	17,50	19,09	19,09	18,42	18,75	19,44	
18	23,86	29,17	19,81	20,19	17,80	15,67	20,59	21,43	21,00	20,59	25,00	19,44	24,42	21,00	22,34	22,34	20,59	19,44	21,00	
19	20,02	19,44	22,83	17,80	18,10	22,83	19,44	25,61	11,41	20,59	23,86	19,81	12,80	21,43	32,81	21,88	21,43	18,75	17,80	

Schädigungstiefenplot Platte S-20-0-3

2D- Darstellung



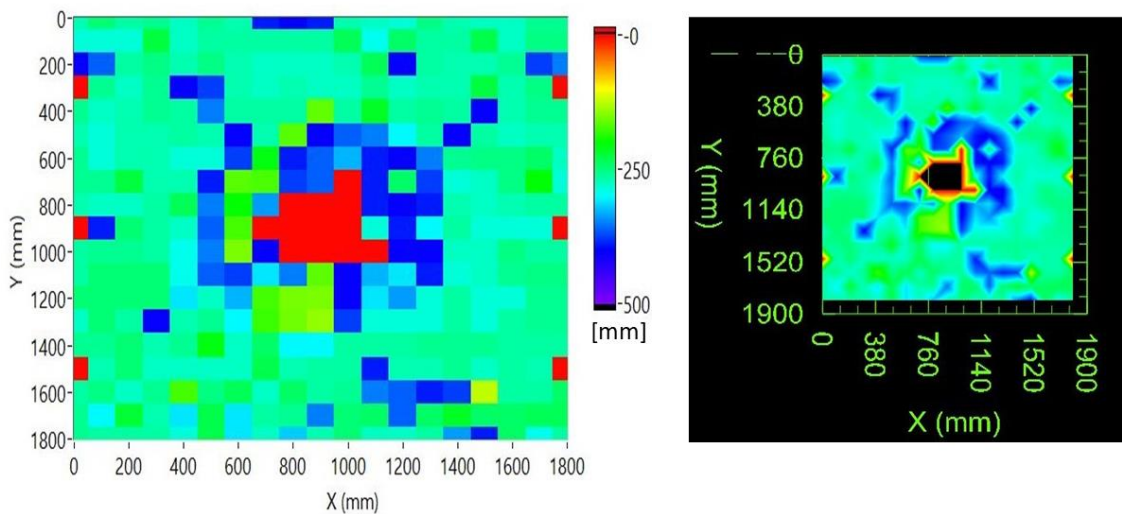
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	18,01	21,62	20,27	20,70	22,11	19,07	23,16	10,81	12,63	21,15	21,15	17,37	21,15	19,46	17,69	31,38	19,85	22,62	18,35	
2	20,27	20,70	21,15	22,11	21,15	21,15	21,15	21,15	17,37	21,15	21,15	22,11	21,62	26,29	18,71	37,42	37,42	16,77	22,11	
3	22,11	19,07	19,46	19,46	21,15	20,70	20,27	18,35	16,49	20,70	31,38	20,70	20,27	16,77	20,27	18,71	20,70	21,15	23,16	
4	0,00	27,79	31,38	37,42	20,27	22,11	16,77	17,69	30,40	32,43	33,54	37,42	23,16	36,03	19,46	20,70	19,07	19,07	0,00	
5	11,86	18,71	20,27	19,07	16,77	37,42	36,03	36,03	18,35	21,62	21,62	18,35	18,35	18,71	20,70	20,70	19,07	19,46	22,11	
6	19,85	19,07	18,01	19,07	17,07	19,46	17,69	33,54	12,47	34,74	19,07	16,49	18,01	17,69	19,85	13,51	19,85	18,35	21,15	
7	12,01	37,42	19,85	20,27	10,69	13,70	11,05	37,42	34,74	27,02	15,69	17,69	20,70	15,69	18,01	19,46	26,29	31,38	36,03	
8	18,71	27,79	29,48	20,70	18,01	21,15	28,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	18,71	19,85	25,60	24,94	22,11	21,62	17,37	
9	24,32	17,37	18,35	20,27	37,42	37,42	33,54	0,00	0,00	0,00	0,00	12,63	37,42	32,43	27,79	36,03	16,21	20,70	21,15	
10	0,00	23,16	19,46	20,70	18,71	33,54	29,48	0,00	0,00	0,00	0,00	34,74	12,80	18,01	19,85	17,07	21,62	23,73	0,00	
11	19,46	19,07	27,02	21,62	32,43	22,11	37,42	0,00	0,00	0,00	0,00	27,79	32,43	20,70	22,11	19,07	18,35	26,29	21,62	
12	18,71	20,70	20,27	18,71	18,35	18,35	24,94	23,16	37,42	0,00	0,00	37,42	23,16	29,48	19,85	18,71	21,62	21,62	19,85	
13	18,71	20,27	20,27	30,40	37,42	24,94	30,40	32,43	37,42	34,74	29,48	26,29	24,94	18,71	33,54	21,62	21,62	16,49	19,46	
14	19,85	15,20	32,43	37,42	28,61	37,42	37,42	18,71	23,16	32,43	17,69	11,05	32,43	32,43	37,42	32,43	19,07	20,70	19,85	
15	33,54	36,03	20,70	20,27	36,03	22,62	37,42	17,37	14,74	17,37	20,70	18,71	18,71	20,70	20,70	17,69	18,71	19,85	18,71	
16	0,00	20,70	19,46	20,70	37,42	19,85	20,70	20,70	18,35	20,70	18,35	36,03	26,29	19,07	17,69	18,35	20,27	20,27	0,00	
17	31,38	32,43	27,79	20,70	19,46	32,43	22,11	19,85	31,38	30,40	28,61	37,42	30,40	20,70	27,02	22,62	33,54	14,97	18,35	
18	23,16	23,16	19,46	19,07	19,07	36,03	37,42	18,71	18,01	37,42	32,43	23,73	32,43	26,29	19,07	19,07	20,70	21,62	20,70	
19	22,11	19,07	21,15	21,15	21,15	21,15	21,15	21,15	21,15	19,07	18,01	17,07	22,11	19,07	20,27	36,03	37,42	37,42	19,07	

Schädigungstiefenplot Platte S-25-0-4

2D- Darstellung



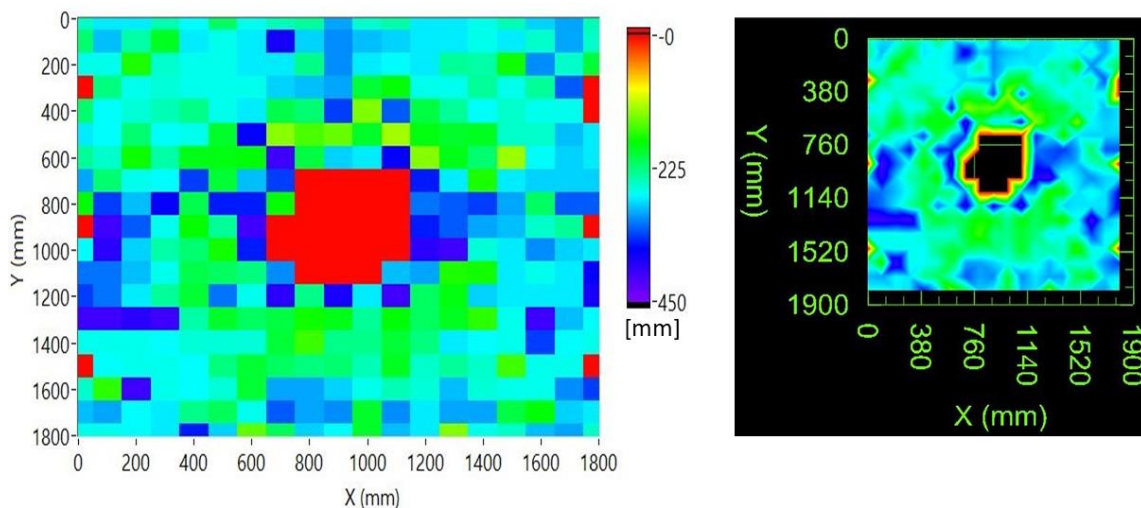
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	26,92	24,42	26,25	25,61	27,63	25,61	26,92	38,89	40,38	38,89	26,92	27,63	28,38	25,00	26,92	27,63	27,63	25,61	25,61	
2	28,38	28,38	28,38	22,34	27,63	26,25	26,25	26,25	26,25	26,25	23,33	29,17	23,86	26,25	26,25	22,83	27,63	25,00	25,00	
3	40,38	36,21	26,25	25,00	26,92	25,00	26,92	27,63	27,63	27,63	26,92	23,33	40,38	26,25	26,92	26,92	25,61	37,50	35,00	
4	0,00	25,61	27,63	25,61	40,38	37,50	26,92	27,63	26,92	27,63	27,63	25,61	27,63	26,92	26,92	22,34	26,92	25,00	0,00	
5	25,61	27,63	26,92	25,61	26,25	35,00	26,25	26,25	26,25	15,91	26,25	21,43	26,25	25,61	26,25	40,38	26,92	25,61	25,61	
6	26,92	28,38	26,92	26,92	26,25	26,92	40,38	26,92	16,41	40,38	36,21	35,00	30,00	26,25	40,38	26,25	27,63	26,92	26,92	
7	25,61	28,38	26,92	26,92	28,38	28,38	37,50	20,59	38,89	36,21	32,81	38,89	40,38	35,00	25,61	25,00	25,00	23,86	27,63	
8	25,61	25,61	22,34	26,92	26,92	38,89	16,41	16,94	37,50	36,21	0,00	38,89	23,86	37,50	28,38	27,63	25,00	20,19	28,38	
9	26,92	27,63	27,63	26,25	23,33	35,00	19,81	33,87	0,00	0,00	0,00	38,89	40,38	38,89	26,92	27,63	26,92	26,25	26,25	
10	0,00	38,89	24,42	26,25	27,63	36,21	17,21	0,00	0,00	0,00	0,00	28,38	38,89	30,00	26,25	28,38	28,38	28,38	0,00	
11	26,25	25,61	25,61	26,25	29,17	35,00	15,00	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	40,38	27,63	27,63	25,00	26,25	26,25	
12	26,25	24,42	24,42	24,42	29,17	36,21	37,50	30,88	35,00	16,15	40,38	32,81	30,88	38,89	28,38	27,63	25,61	25,00	25,00	
13	24,42	24,42	24,42	24,42	30,88	27,63	32,81	17,21	15,22	15,00	40,38	30,88	33,87	28,38	26,25	28,38	28,38	25,61	25,61	
14	27,63	24,42	26,25	40,38	26,92	25,61	30,00	17,50	15,44	14,00	37,50	28,38	28,38	28,38	26,25	28,38	26,25	25,61	25,61	
15	25,61	25,61	24,42	26,92	25,61	20,59	27,63	23,86	30,00	30,00	26,25	26,25	26,25	25,61	25,61	25,61	26,25	26,25	26,25	
16	0,00	26,92	24,42	27,63	27,63	27,63	27,63	22,83	26,92	26,25	26,25	38,89	26,92	26,92	25,61	27,63	26,25	26,92	0,00	
17	26,25	25,00	27,63	25,61	17,21	25,00	23,33	27,63	23,86	26,25	25,61	35,00	36,21	38,89	37,50	12,21	26,25	26,25	23,86	
18	25,61	30,00	21,88	26,92	30,88	22,83	30,88	26,25	25,61	35,00	24,42	23,86	36,21	23,86	21,43	23,86	23,86	23,33	23,33	
19	25,61	26,25	26,25	26,25	28,38	22,83	30,88	27,63	31,82	26,92	24,42	27,63	27,63	26,25	33,87	38,89	23,86	29,17	26,25	

Schädigungstiefenplot Platte S-25-0-5

2D- Darstellung



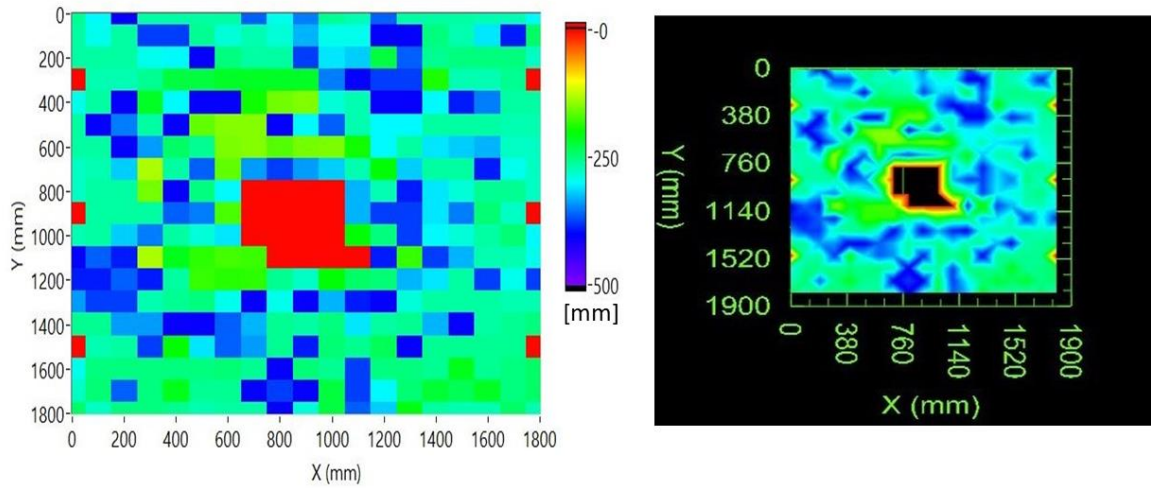
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	25,00	27,63	27,63	24,42	26,92	21,43	26,25	24,42	23,33	30,00	25,00	23,86	27,63	27,63	26,25	24,42	28,38	30,00	24,42	
2	21,88	29,17	23,86	19,09	27,63	26,25	27,63	37,50	28,38	30,88	29,17	28,38	27,63	27,63	26,25	27,63	25,00	30,00	25,00	
3	26,25	26,25	16,94	25,00	26,25	26,25	27,63	27,63	22,83	30,88	27,63	26,92	27,63	23,33	23,86	17,50	30,88	25,00	19,81	
4	0,00	22,34	26,25	25,61	26,25	26,25	26,25	28,38	29,17	30,00	19,81	17,80	26,25	26,25	23,33	26,25	23,33	32,81	0,00	
5	21,88	26,92	25,61	24,42	22,83	26,25	27,63	20,59	21,88	33,87	13,29	32,81	20,19	23,33	26,92	25,00	26,25	26,25	0,00	
6	27,63	26,92	21,88	26,92	26,25	19,44	36,21	12,96	15,22	14,19	19,44	12,07	18,42	19,44	19,09	25,00	25,00	29,17	27,63	
7	23,33	25,00	17,50	23,86	18,75	18,42	18,10	40,38	20,19	28,38	27,63	36,21	13,13	18,75	21,88	12,21	26,92	28,38	27,63	
8	30,00	21,88	26,25	26,92	33,87	19,81	29,17	33,87	0,00	0,00	0,00	0,00	35,00	27,63	16,94	27,63	28,38	28,38	28,38	
9	18,10	33,87	29,17	36,21	20,59	35,00	35,00	17,80	0,00	0,00	0,00	0,00	31,82	32,81	33,87	30,00	21,43	32,81	32,81	
10	0,00	40,38	32,81	26,25	17,80	23,33	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	35,00	32,81	30,00	29,17	25,00	23,33	0,00	
11	26,92	38,89	28,38	23,86	21,88	17,21	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	38,89	40,38	25,61	27,63	30,88	28,38	27,63	
12	31,82	31,82	29,17	26,25	20,59	21,43	22,34	30,88	0,00	0,00	0,00	29,17	30,00	16,94	17,21	27,63	26,25	27,63	36,21	
13	33,87	31,82	27,63	23,33	19,81	31,82	26,25	38,89	22,83	37,50	27,63	40,38	21,43	18,42	28,38	27,63	27,63	27,63	37,50	
14	40,38	40,38	38,89	40,38	23,86	19,44	21,43	20,19	17,50	18,75	23,33	18,10	21,43	19,09	16,41	26,25	40,38	29,17	26,92	
15	26,25	26,25	26,25	26,92	25,61	25,61	25,61	19,81	15,91	22,83	22,83	19,81	22,34	27,63	26,92	26,25	33,87	26,92	26,25	
16	0,00	26,92	26,25	26,25	26,92	22,34	19,81	21,43	22,34	21,88	24,42	19,09	25,00	23,33	25,00	15,67	26,25	26,25	0,00	
17	25,00	16,41	40,38	26,25	26,92	25,61	19,81	30,00	30,00	28,38	26,25	24,42	25,61	29,17	25,61	26,25	26,25	30,88	33,87	
18	29,17	30,00	26,92	27,63	22,83	21,00	26,25	32,81	30,00	30,88	19,44	30,88	27,63	30,00	30,00	20,19	18,10	28,38	27,63	
19	26,25	26,25	26,92	27,63	35,00	28,38	14,38	21,00	28,38	26,92	19,44	29,17	27,63	13,13	26,25	25,00	29,17	30,00	25,00	

Schädigungstiefenplot Platte S-25-0-6

2D- Darstellung



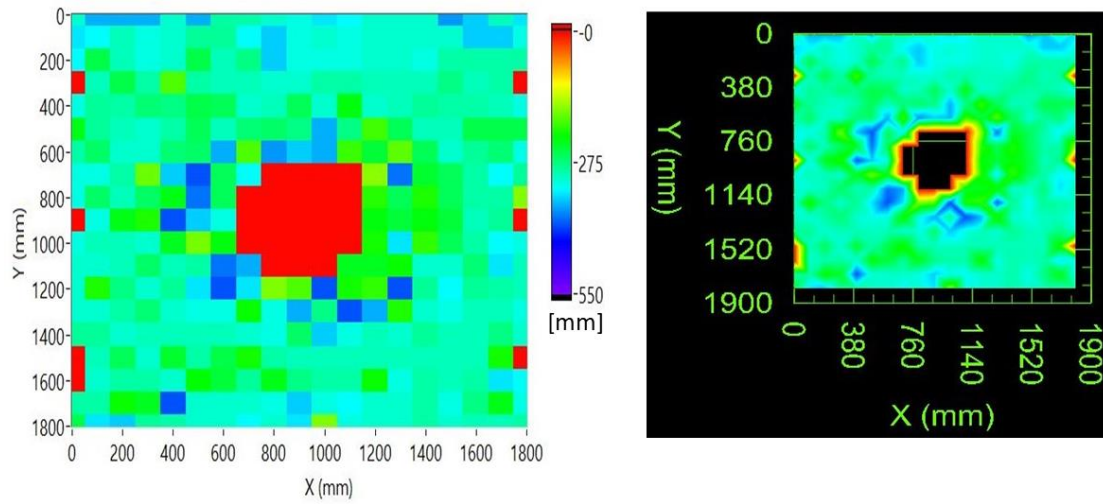
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	25,61	30,00	40,38	26,25	26,25	26,25	26,25	36,21	29,17	35,00	25,61	26,92	36,21	26,25	26,25	26,25	26,92	26,92	30,00	
2	26,25	29,17	26,25	37,50	37,50	25,61	28,38	26,92	28,38	32,81	29,17	29,17	40,38	40,38	25,00	26,92	30,88	38,89	23,86	
3	26,25	26,25	26,25	29,17	30,00	40,38	25,00	26,25	26,25	37,50	30,88	31,82	22,34	36,21	25,61	25,00	25,00	25,00	27,63	
4	0,00	26,92	26,92	25,61	22,34	22,34	21,43	21,43	21,43	21,43	35,00	40,38	37,50	37,50	18,75	26,92	26,92	25,61	0,00	
5	29,17	26,25	40,38	21,43	30,00	40,38	40,38	19,44	15,44	14,79	28,38	26,92	40,38	40,38	30,00	38,89	35,00	26,25	26,25	
6	26,25	40,38	35,00	26,25	40,38	15,91	14,58	14,58	40,38	30,00	36,21	26,92	30,00	30,00	26,25	26,25	26,25	26,92	26,92	
7	26,25	26,25	40,38	33,87	23,86	25,61	15,00	14,58	16,67	15,22	15,00	19,09	30,00	26,25	30,88	31,82	32,81	27,63	27,63	
8	27,63	26,92	31,82	12,96	26,25	36,21	15,91	33,87	37,50	33,87	31,82	26,92	20,19	31,82	26,25	26,25	38,89	29,17	27,63	
9	27,63	26,25	26,25	15,22	40,38	25,00	30,00	0,00	0,00	0,00	0,00	32,81	26,92	38,89	30,88	28,38	25,61	25,61	27,63	
10	0,00	26,25	26,25	26,25	36,21	35,00	16,94	0,00	0,00	0,00	0,00	32,81	37,50	37,50	30,88	35,00	24,42	27,63	0,00	
11	26,92	26,25	31,82	35,00	26,25	28,38	30,88	0,00	0,00	0,00	0,00	20,19	25,00	37,50	30,00	28,38	26,25	24,42	30,00	
12	40,38	36,21	38,89	12,96	21,00	18,10	17,21	17,50	0,00	0,00	0,00	0,00	38,89	17,80	37,50	32,81	26,92	26,92	29,17	
13	38,89	38,89	36,21	38,89	26,25	17,80	18,42	18,10	25,61	27,63	20,19	23,86	24,42	32,81	30,88	26,25	37,50	29,17	37,50	
14	33,87	37,50	37,50	26,92	25,61	25,00	29,17	40,38	29,17	40,38	32,81	38,89	40,38	28,38	26,25	26,25	26,25	26,92	26,92	
15	25,61	25,61	33,87	33,87	40,38	40,38	36,21	32,81	25,61	26,25	25,00	30,88	26,25	25,61	32,81	40,38	26,25	25,61	25,00	
16	0,00	26,92	26,25	37,50	19,81	30,88	36,21	33,87	25,61	38,89	24,42	25,61	23,33	40,38	25,61	25,61	25,61	25,61	0,00	
17	29,17	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	24,42	25,61	40,38	24,42	25,61	37,50	25,00	25,00	25,61	21,00	25,61	25,00	23,86	
18	27,63	24,42	36,21	25,00	21,00	25,61	25,61	40,38	37,50	40,38	22,34	37,50	30,00	24,42	21,88	23,33	21,43	25,00	23,86	
19	23,86	27,63	25,00	25,00	25,61	26,92	26,25	26,25	40,38	28,38	22,34	36,21	31,82	20,59	26,25	26,92	26,92	23,86	26,92	

Schädigungstiefenplot Platte S-30-0-7

2D- Darstellung



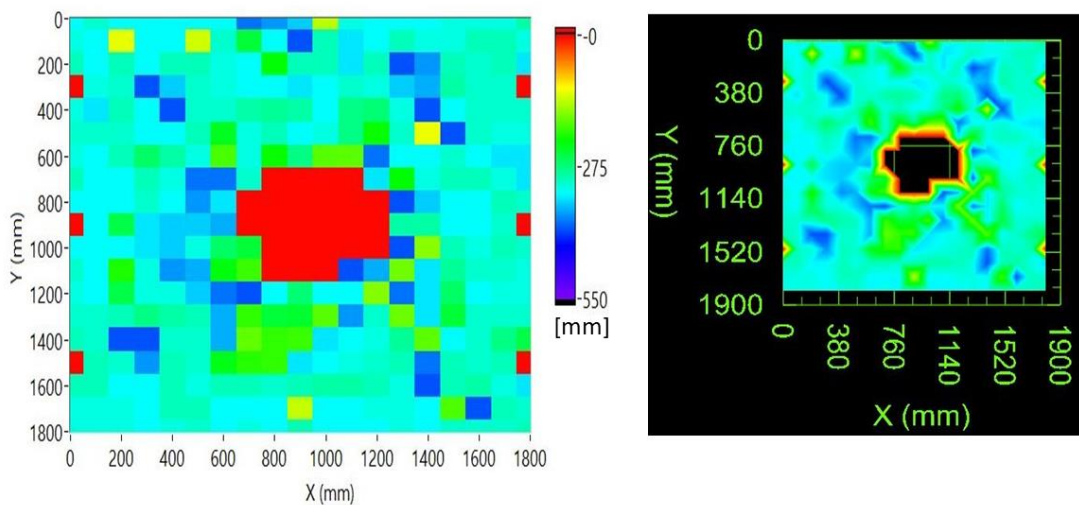
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	30,88	36,21	36,21	36,21	30,88	36,21	29,17	29,17	30,88	31,82	33,87	32,81	30,88	30,88	30,88	37,50	35,00	30,00	33,87	
2	33,87	32,81	30,00	31,82	30,88	28,38	28,38	32,81	35,00	31,82	30,88	31,82	30,88	30,88	30,88	30,88	35,00	35,00	31,82	
3	32,81	25,00	30,00	31,82	30,88	25,00	30,00	27,63	35,00	31,82	31,82	31,82	30,88	30,88	31,82	29,17	29,17	29,17	29,17	
4	0,00	30,00	25,00	29,17	18,42	29,17	30,00	30,00	30,88	30,88	29,17	29,17	30,00	30,00	30,00	27,63	30,00	29,17	0,00	
5	31,82	28,38	29,17	26,92	27,63	25,00	25,61	30,88	30,00	25,61	30,88	22,34	30,88	30,00	28,38	29,17	29,17	30,00	31,82	
6	22,83	28,38	30,00	30,88	29,17	25,61	30,00	26,92	26,25	27,63	36,21	27,63	19,09	25,61	30,00	30,00	25,00	25,00	25,00	
7	29,17	26,25	30,88	30,88	26,92	26,25	36,21	18,42	37,50	35,00	36,21	19,44	24,42	17,80	25,61	30,88	28,38	26,92	31,82	
8	31,82	31,82	29,17	17,21	35,00	40,38	25,61	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	15,91	38,89	23,86	25,61	29,17	32,81	28,38	
9	31,82	26,25	30,00	26,25	22,83	38,89	25,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20,19	25,61	20,59	25,61	29,17	29,17	16,15	
10	0,00	31,82	22,83	20,59	40,38	35,00	31,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,34	24,42	22,34	24,42	30,00	28,38	0,00	
11	31,82	30,00	30,00	30,88	23,33	16,67	22,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,00	33,87	19,81	25,61	29,17	32,81	31,82	
12	30,88	30,88	30,00	26,25	30,00	29,17	38,89	36,21	0,00	0,00	0,00	23,33	23,33	21,43	30,88	30,88	26,92	33,87	30,00	
13	30,88	20,59	27,63	30,88	28,38	33,87	40,38	33,87	16,41	18,42	40,38	21,00	19,81	40,38	28,38	32,81	28,38	29,17	30,00	
14	30,88	30,88	29,17	26,92	30,88	31,82	21,43	31,82	36,21	27,63	40,38	36,21	20,59	30,88	31,82	30,00	30,00	30,00	31,82	
15	28,38	28,38	30,88	30,00	30,00	30,00	30,00	30,88	31,82	26,25	35,00	31,82	30,00	30,88	28,38	30,00	30,00	27,63	30,88	
16	0,00	30,00	25,61	30,88	23,86	29,17	25,00	21,00	29,17	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	21,00	0,00	
17	0,00	30,88	29,17	29,17	30,88	21,88	24,42	28,38	22,83	27,63	29,17	29,17	21,43	31,82	29,17	30,00	29,17	33,87	32,81	
18	29,17	29,17	21,43	23,33	40,38	30,88	30,88	30,88	31,82	35,00	31,82	32,81	30,88	30,88	29,17	31,82	27,63	22,83	31,82	
19	25,00	33,87	35,00	28,38	29,17	30,88	30,88	32,81	30,88	33,87	16,41	31,82	30,88	30,88	29,17	30,88	30,00	30,00	29,17	

Schädigungstiefenplot Platte S-30-0-8

2D- Darstellung



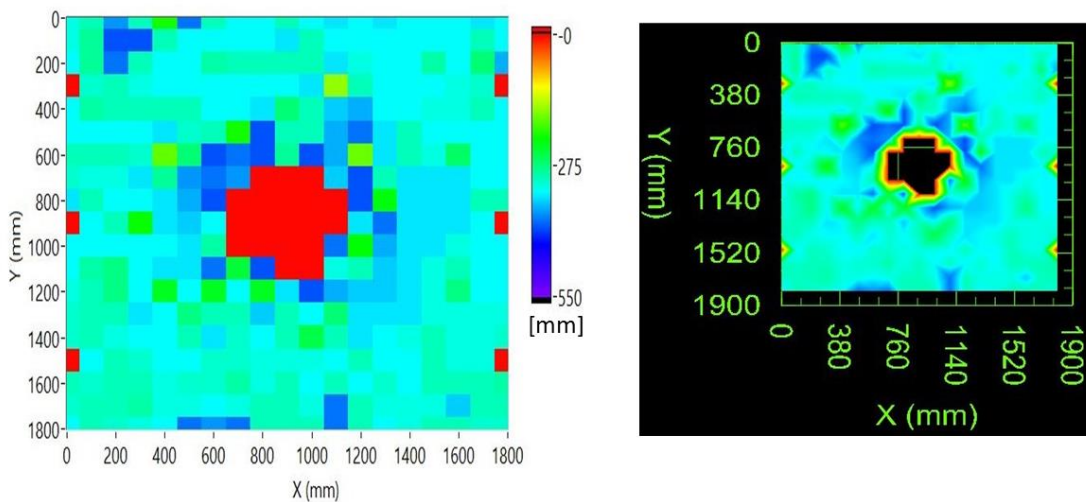
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	32,81	30,88	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	38,89	37,50	35,00	13,64	31,82	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	29,17	
2	31,82	32,81	11,67	32,81	32,81	12,80	30,88	24,42	32,81	40,38	30,00	33,87	32,81	30,00	31,82	31,82	30,00	30,00	31,82	
3	30,00	32,81	30,00	32,81	30,00	30,00	31,82	32,81	21,88	30,00	30,00	33,87	30,00	40,38	37,50	30,00	30,88	30,00	33,87	
4	0,00	31,82	30,88	40,38	35,00	30,88	31,82	32,81	32,81	33,87	32,81	30,88	31,82	35,00	36,21	29,17	30,88	30,88	0,00	
5	31,82	33,87	30,00	32,81	40,38	30,88	30,88	29,17	28,38	29,17	32,81	27,63	26,92	31,82	40,38	32,81	30,88	30,88	30,88	
6	30,88	30,88	30,88	32,81	32,81	30,00	23,33	31,82	30,00	32,81	31,82	27,63	21,43	30,88	11,41	40,38	30,88	31,82	31,82	
7	31,82	32,81	30,00	26,25	29,17	31,82	18,75	31,82	21,43	27,63	18,10	17,80	38,89	32,81	32,81	30,88	32,81	33,87	33,87	
8	30,00	32,81	32,81	30,00	31,82	38,89	38,89	30,88	0,00	0,00	0,00	0,00	33,87	21,88	31,82	30,00	30,00	31,82	33,87	
9	32,81	32,81	32,81	30,88	32,81	37,50	33,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	35,00	32,81	32,81	30,00	30,88	
10	0,00	32,81	25,00	33,87	35,00	35,00	36,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	29,17	29,17	32,81	32,81	30,88	0,00	
11	32,81	32,81	32,81	33,87	35,00	31,82	26,25	24,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	15,91	30,00	31,82	30,00	30,88	
12	30,88	32,81	20,59	31,82	37,50	36,21	22,34	19,44	0,00	0,00	0,00	40,38	36,21	16,94	33,87	28,38	30,88	30,88	31,82	
13	31,82	32,81	25,00	31,82	31,82	35,00	38,89	40,38	32,81	26,92	32,81	32,81	16,15	38,89	33,87	26,25	32,81	31,82	31,82	
14	30,88	30,88	30,00	27,63	29,17	30,00	36,21	19,81	24,42	23,86	18,10	37,50	30,88	17,21	33,87	24,42	30,88	30,88	30,88	
15	30,00	30,88	40,38	40,38	30,88	30,88	36,21	17,50	19,81	19,44	33,87	32,81	31,82	28,38	17,80	32,81	30,88	27,63	25,00	
16	0,00	30,00	30,88	37,50	30,00	30,88	22,83	20,19	19,81	33,87	32,81	31,82	30,88	30,00	38,89	30,00	30,88	30,00	0,00	
17	30,00	30,00	32,81	32,81	30,00	31,82	30,00	30,00	30,88	30,00	29,17	29,17	30,00	31,82	40,38	30,00	29,17	31,82	33,87	
18	31,82	31,82	31,82	32,81	30,00	30,00	32,81	32,81	32,81	13,29	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	18,42	40,38	30,00	30,88	
19	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	30,88	32,81	31,82	32,81	30	32,81	32,81	32,81	31,82	32,81	30,88	30,88	30,88	30	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-0,5-1

2D- Darstellung



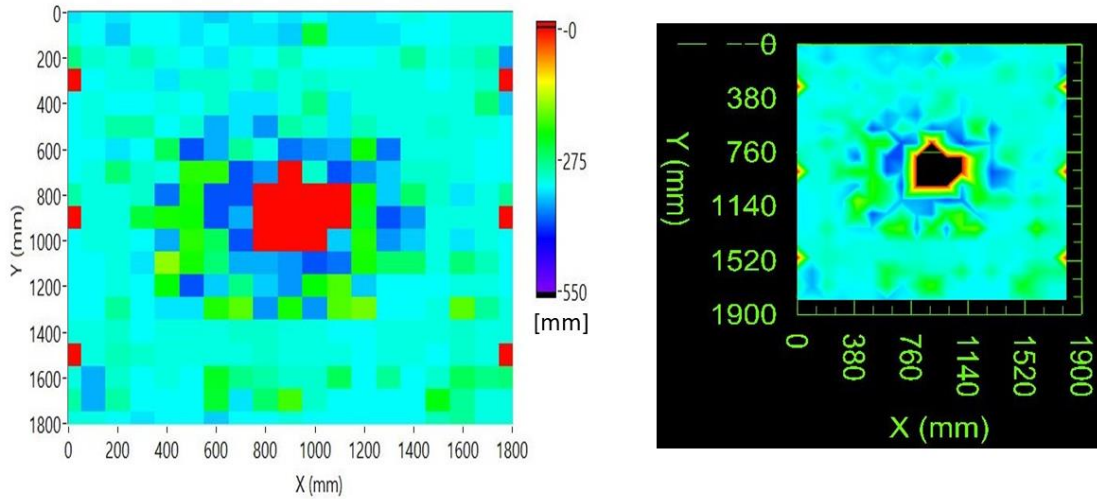
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,82	30,00	37,50	30,00	21,00	38,89	30,00	32,81	32,81	30,00	32,81	33,87	32,81	33,87	32,81	32,81	32,81	33,87	32,81	
2	31,82	28,38	40,38	40,38	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,00	32,81	
3	32,81	28,38	38,89	30,00	32,81	32,81	29,17	30,00	30,00	30,00	30,00	33,87	31,82	32,81	32,81	29,17	32,81	26,92	36,21	
4	0,00	30,88	30,00	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	15,44	30,00	32,81	32,81	32,81	31,82	30,88	0,00	
5	32,81	29,17	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	33,87	26,92	30,00	35,00	36,21	32,81	32,81	31,82	31,82	30,00	32,81	
6	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	30,88	30,00	21,00	40,38	30,00	30,00	36,21	38,89	33,87	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	
7	30,00	30,00	30,00	30,88	17,50	26,92	40,38	38,89	40,38	28,38	40,38	36,21	17,21	33,87	30,00	31,82	26,25	32,81	32,81	
8	30,88	31,82	31,82	33,87	28,38	37,50	38,89	37,50	0,00	0,00	0,00	35,00	40,38	30,00	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	
9	33,87	30,00	32,81	32,81	33,87	36,21	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	22,34	33,87	33,87	33,87	30,00	30,00	
10	0,00	32,81	30,00	21,43	33,87	35,00	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	33,87	38,89	33,87	33,87	33,87	32,81	0,00	
11	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	29,17	0,00	0,00	0,00	0,00	38,89	21,88	36,21	33,87	33,87	31,82	32,81	32,81	
12	32,81	29,17	27,63	32,81	33,87	33,87	38,89	24,42	40,38	0,00	0,00	31,82	30,00	35,00	33,87	31,82	30,00	32,81	32,81	
13	31,82	30,00	27,63	32,81	23,33	32,81	23,33	32,81	23,33	33,87	40,38	36,21	35,00	35,00	33,87	31,82	27,63	32,81	32,81	
14	30,88	30,00	30,00	33,87	32,81	27,63	30,00	30,00	35,00	30,00	32,81	26,92	33,87	33,87	33,87	31,82	31,82	31,82	31,82	
15	30,88	30,00	31,82	32,81	32,81	30,00	33,87	30,88	32,81	30,00	25,00	30,00	33,87	32,81	31,82	30,00	31,82	31,82	30,88	
16	0,00	32,81	30,00	30,88	32,81	32,81	30,88	30,88	31,82	31,82	31,82	32,81	30,00	32,81	32,81	30,00	31,82	31,82	0,00	
17	30,00	30,88	30,00	30,00	31,82	30,88	30,88	29,17	31,82	30,00	32,81	30,00	32,81	30,88	32,81	30,00	30,00	30,00	29,17	
18	30,88	30,00	30,00	29,17	31,82	31,82	32,81	31,82	30,00	30,00	31,82	38,89	30,00	31,82	31,82	31,82	35,00	30,00	30,00	
19	32,81	30,00	30,88	31,82	32,81	38,89	37,50	38,89	30,00	30,00	30,00	38,89	30,00	32,81	31,82	30,00	30,00	30,88	30,88	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-0,5-2

2D- Darstellung



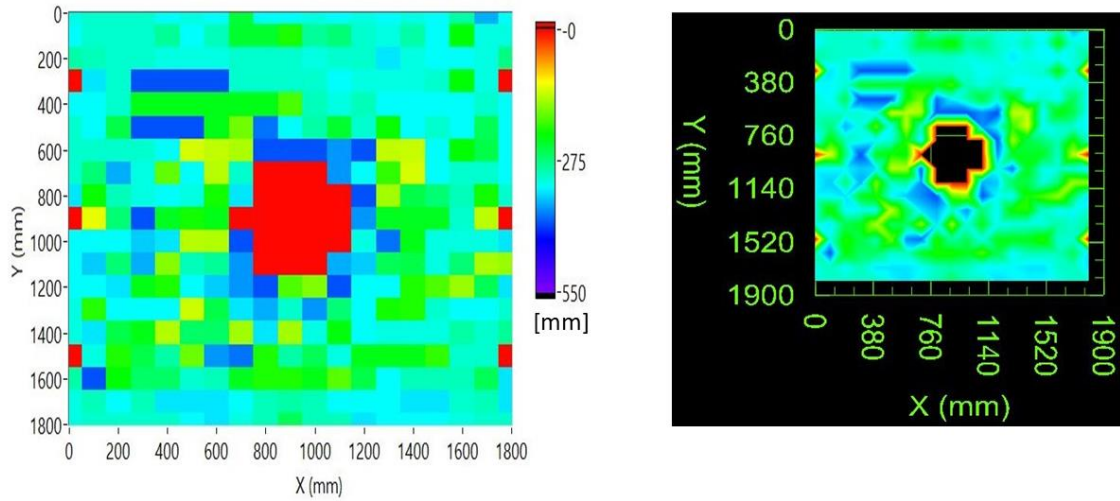
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	33,87	32,81	33,87	32,81	32,81	33,87	35,00	33,87	32,81	33,87	32,81	33,87	33,87	32,81	31,82	32,81	31,82	31,82	31,82	
2	31,82	32,81	35,00	32,81	32,81	33,87	32,81	33,87	33,87	35,00	23,86	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	
3	27,63	30,88	31,82	30,00	31,82	32,81	33,87	31,82	32,81	30,00	32,81	32,81	32,81	31,82	28,38	31,82	30,88	29,17	37,50	
4	0,00	32,81	31,82	31,82	33,87	30,88	30,88	31,82	30,00	31,82	30,88	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	30,88	0,00	
5	32,81	31,82	32,81	32,81	31,82	32,81	30,88	33,87	33,87	31,82	27,63	33,87	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	26,92	35,00	
6	32,81	31,82	29,17	29,17	32,81	30,88	36,21	33,87	37,50	29,17	30,88	33,87	30,00	31,82	31,82	30,88	31,82	31,82	32,81	
7	32,81	32,81	33,87	32,81	25,61	40,38	36,21	28,38	31,82	38,89	37,50	36,21	21,43	38,89	31,82	31,82	31,82	32,81	32,81	
8	32,81	31,82	26,92	30,88	31,82	20,19	20,19	40,38	37,50	0,00	30,88	40,38	37,50	35,00	30,88	30,88	31,82	32,81	32,81	
9	29,17	31,82	31,82	30,88	38,89	21,00	40,38	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	21,43	35,00	26,25	30,88	33,87	31,82	28,38	
10	0,00	31,82	31,82	24,42	21,00	21,43	40,38	36,21	0,00	0,00	0,00	0,00	23,33	40,38	37,50	31,82	31,82	31,82	0,00	
11	32,81	31,82	31,82	32,81	36,21	20,19	25,61	40,38	0,00	0,00	0,00	35,00	20,59	37,50	35,00	31,82	33,87	31,82	32,81	
12	32,81	32,81	31,82	33,87	15,67	21,00	26,92	36,21	36,21	37,50	40,38	38,89	21,00	26,25	26,25	31,82	26,92	30,00	32,81	
13	32,81	32,81	31,82	32,81	21,88	40,38	35,00	27,63	35,00	37,50	21,88	18,75	35,00	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	
14	32,81	32,81	28,38	32,81	33,87	33,87	20,59	18,10	37,50	21,00	37,50	18,42	16,94	32,81	32,81	31,82	18,10	28,38	31,82	
15	31,82	31,82	30,88	32,81	31,82	31,82	31,82	30,88	30,88	31,82	31,82	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	30,88	31,82	31,82	
16	0,00	31,82	30,00	30,88	31,82	31,82	31,82	31,82	30,88	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	31,82	32,81	30,88	31,82	0,00	
17	31,82	36,21	30,88	32,81	31,82	32,81	23,33	27,63	29,17	30,88	30,88	25,61	32,81	28,38	32,81	30,88	25,61	27,63	26,92	
18	29,17	36,21	29,17	32,81	32,81	32,81	23,86	33,87	26,25	19,09	30,88	32,81	32,81	32,81	32,81	22,34	28,38	31,82	31,82	
19	31,82	31,82	32,81	33,87	32,81	32,81	35,00	32,81	32,81	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,00	28,38	31,82	31,82	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-0,5-3

2D- Darstellung



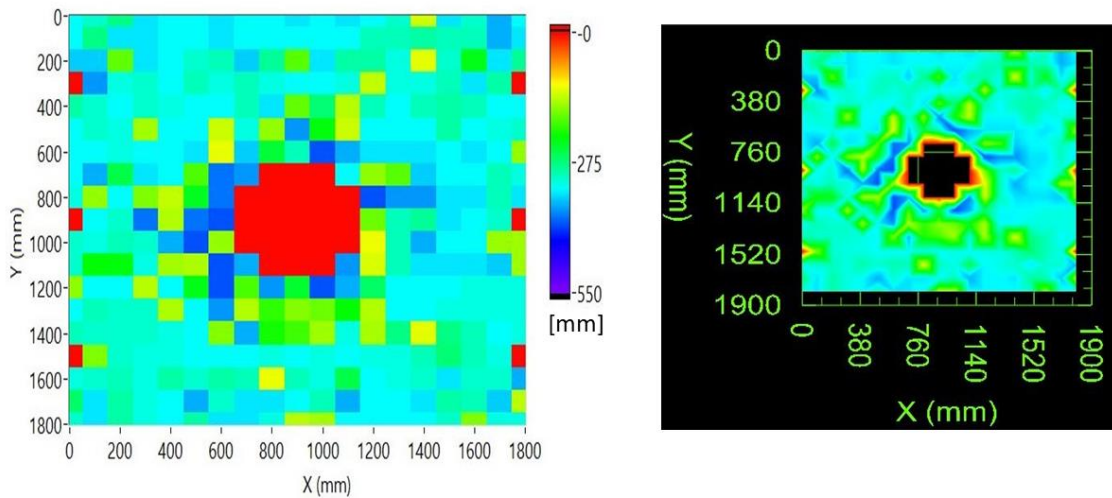
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,82	30,88	30,88	30,88	32,81	31,82	32,81	24,42	32,81	32,81	31,82	32,81	31,82	32,81	31,82	32,81	29,17	36,21	32,81	
2	32,81	30,88	30,88	30,88	28,38	32,81	30,00	23,86	23,86	20,59	28,38	26,92	30,88	31,82	29,17	32,81	21,88	31,82	31,82	
3	29,17	30,00	30,88	30,88	31,82	31,82	31,82	30,88	30,88	30,88	31,82	30,88	30,88	33,87	31,82	32,81	32,81	31,82	27,63	
4	0,00	33,87	30,88	40,38	40,38	40,38	40,38	30,88	30,88	30,88	30,88	32,81	31,82	31,82	31,82	30,88	21,88	31,82	0,00	
5	32,81	32,81	30,88	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	18,75	30,00	31,82	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	32,81	
6	30,88	32,81	25,00	40,38	40,38	40,38	22,83	16,94	38,89	32,81	29,17	23,86	30,88	21,43	32,81	30,88	32,81	25,61	32,81	
7	30,88	30,88	30,88	30,88	32,81	12,65	13,46	14,38	40,38	40,38	40,38	37,50	40,38	13,46	13,29	32,81	21,88	25,00	32,81	
8	30,88	26,92	36,21	31,82	17,50	32,81	14,00	30,88	0,00	0,00	0,00	37,50	32,81	19,81	12,50	32,81	30,88	30,88	32,81	
9	33,87	21,43	30,00	31,82	32,81	31,82	21,00	33,87	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	14,79	25,00	26,92	30,00	21,00	30,88	
10	0,00	11,80	26,92	40,38	23,33	21,00	22,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	37,50	23,33	23,33	23,33	30,88	13,64	0,00	
11	32,81	32,81	32,81	35,00	33,87	13,82	14,19	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	31,82	38,89	22,83	31,82	31,82	31,82	33,87	
12	32,81	35,00	26,92	36,21	16,15	30,00	28,38	37,50	0,00	0,00	0,00	36,21	35,00	25,61	25,00	31,82	26,92	14,58	15,22	
13	32,81	32,81	33,87	22,83	20,59	32,81	35,00	37,50	40,38	18,42	16,41	40,38	32,81	32,81	20,59	18,42	15,22	25,61	33,87	
14	31,82	20,19	32,81	32,81	32,81	13,13	25,00	33,87	36,21	30,88	37,50	26,92	32,81	21,00	20,59	30,88	32,81	32,81	30,88	
15	31,82	33,87	25,00	22,83	14,19	26,25	26,25	14,79	33,87	14,79	31,82	22,34	32,81	31,82	31,82	31,82	29,17	30,88	28,38	
16	0,00	31,82	20,59	25,00	29,17	17,21	37,50	38,89	20,59	29,17	25,61	31,82	22,83	22,83	22,83	19,81	30,88	30,88	0,00	
17	29,17	40,38	21,88	26,25	26,25	30,88	30,00	23,33	20,59	20,59	22,83	18,10	25,00	32,81	30,00	30,00	30,00	25,61	33,87	
18	31,82	30,00	32,81	30,00	33,87	33,87	33,87	32,81	30,00	29,17	30,00	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	30,88	30,00	33,87	
19	31,82	30,88	30,88	30,88	30,88	32,81	33,87	31,82	30,00	25,61	30,00	30,00	33,87	32,81	32,81	32,81	31,82	30,88	30,88	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-05-4

2D- Darstellung



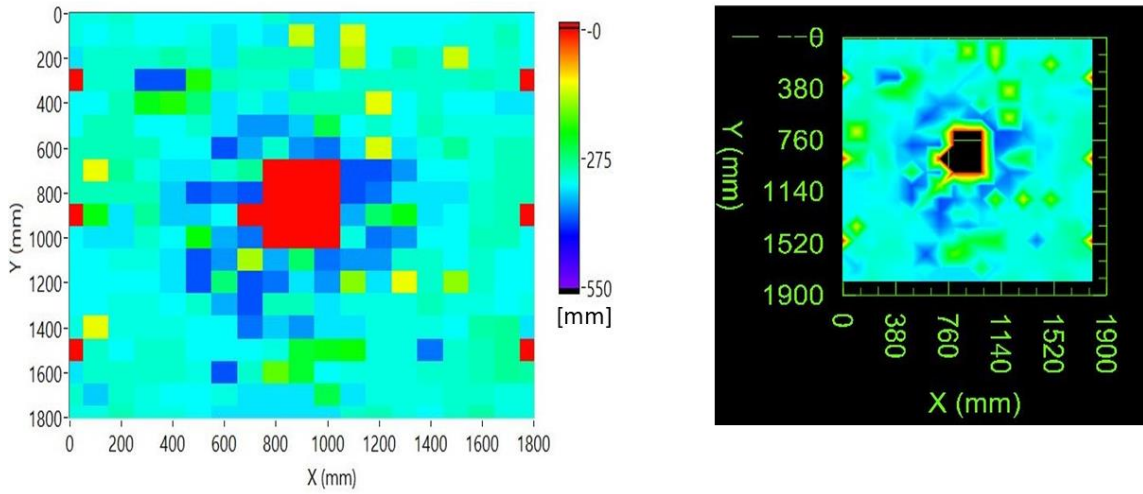
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	32,81	30,88	27,63	33,87	32,81	32,81	33,87	32,81	32,81	33,87	32,81	33,87	32,81	30,88	12,80	33,87	30,88	36,21	32,81	
2	32,81	27,63	33,87	33,87	32,81	32,81	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,00	30,00	29,17	30,00	30,00	36,21	33,87	
3	35,00	35,00	17,50	33,87	32,81	30,88	30,00	35,00	28,38	18,10	33,87	29,17	29,17	31,82	11,93	30,88	22,83	33,87	28,38	
4	0,00	37,50	31,82	30,88	32,81	30,00	31,82	30,00	31,82	32,81	32,81	31,82	13,46	31,82	31,82	30,00	33,87	29,17	0,00	
5	29,17	30,88	32,81	30,88	31,82	32,81	32,81	30,00	33,87	17,50	26,92	13,82	30,00	32,81	30,00	29,17	30,00	32,81	32,81	
6	32,81	30,88	31,82	14,79	32,81	32,81	13,13	31,82	15,44	37,50	22,34	12,96	32,81	32,81	32,81	29,17	32,81	31,82	30,88	
7	32,81	32,81	31,82	32,81	32,81	33,87	11,80	35,00	24,42	30,00	40,38	36,21	33,87	33,87	33,87	32,81	33,87	32,81	15,44	
8	32,81	36,21	25,00	33,87	32,81	18,42	38,89	37,50	0,00	0,00	0,00	32,81	15,67	18,10	35,00	32,81	32,81	30,00	31,82	
9	31,82	15,44	32,81	16,41	13,46	23,33	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	37,50	37,50	33,87	33,87	30,00	33,87	
10	0,00	32,81	30,88	38,89	14,19	38,89	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	17,21	30,00	28,38	33,87	32,81	30,88	0,00	
11	30,88	31,82	30,00	30,88	36,21	40,38	15,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,54	30,00	36,21	32,81	32,81	15,22	15,00	
12	30,88	21,88	22,34	31,82	14,79	14,38	40,38	36,21	0,00	0,00	0,00	37,50	12,35	30,00	33,87	33,87	33,87	35,00	15,00	
13	15,67	32,81	32,81	14,00	32,81	22,83	40,38	18,75	37,50	23,86	40,38	36,21	26,25	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	
14	32,81	30,00	30,88	30,88	14,38	32,81	37,50	14,19	19,81	16,15	17,21	21,88	14,19	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	
15	30,00	30,88	30,88	30,88	31,82	32,81	16,15	36,21	21,00	19,09	15,00	31,82	14,58	27,63	11,93	27,63	30,00	32,81	31,82	
16	0,00	16,41	30,88	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	31,82	32,81	31,82	32,81	31,82	31,82	30,00	26,92	30,00	31,82	0,00	
17	31,82	30,88	30,00	31,82	29,17	30,88	29,17	30,00	11,54	30,00	31,82	25,00	32,81	31,82	30,88	33,87	30,88	30,88	36,21	
18	26,25	33,87	29,17	31,82	32,81	36,21	30,88	33,87	33,87	32,81	30,00	36,21	32,81	32,81	33,87	29,17	30,00	35,00	13,64	
19	30,88	33,87	29,17	31,82	32,81	29,17	33,87	33,87	31,82	14,00	14,79	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	16,41	31,82	31,82	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-1-1

2D- Darstellung



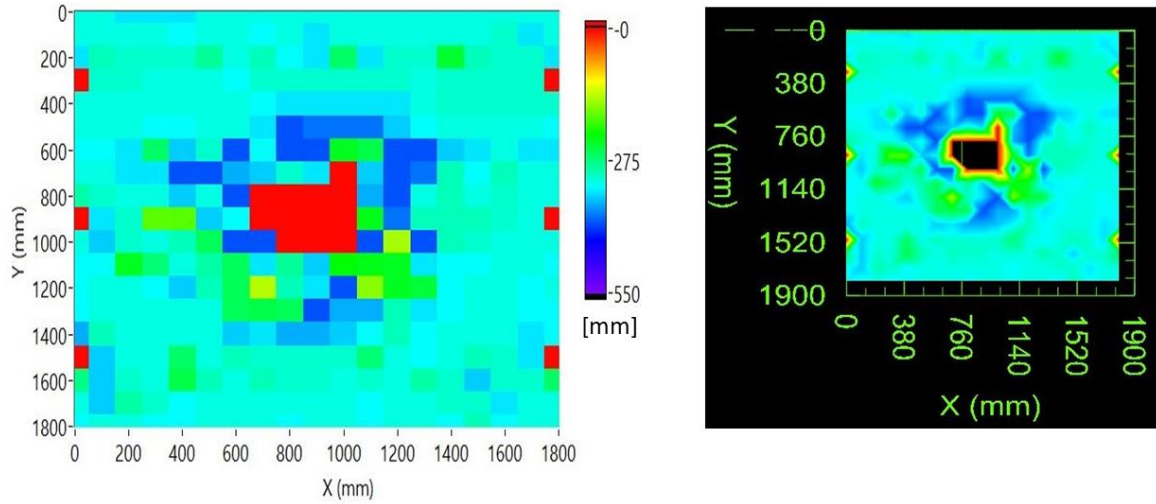
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,82	31,82	30,88	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	33,87	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	
2	31,82	32,81	31,82	32,81	32,81	31,82	33,87	32,81	33,87	13,29	33,87	12,35	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	30,00	32,81	
3	33,87	30,88	30,88	30,88	29,17	30,88	33,87	30,00	30,00	30,00	33,87	14,38	32,81	29,17	30,88	12,96	31,82	30,88	32,81	
4	0,00	30,88	30,88	40,38	40,38	20,59	30,00	30,88	30,88	33,87	32,81	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	30,00	30,88	0,00	
5	32,81	32,81	30,00	22,83	20,59	26,92	33,87	31,82	33,87	30,00	30,00	30,00	11,67	32,81	30,88	32,81	32,81	33,87	33,87	
6	32,81	30,00	30,00	32,81	32,81	30,88	33,87	37,50	37,50	35,00	25,00	32,81	30,88	32,81	30,00	31,82	31,82	31,82	31,82	
7	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	40,38	36,21	30,88	37,50	38,89	33,87	12,35	33,87	31,82	28,38	31,82	30,00	30,00	
8	30,00	11,54	28,38	31,82	33,87	33,87	30,88	28,38	0,00	0,00	0,00	40,38	40,38	37,50	32,81	32,81	31,82	30,00	30,00	
9	30,00	30,00	30,00	30,00	35,00	40,38	38,89	40,38	0,00	0,00	0,00	40,38	38,89	33,87	33,87	33,87	30,88	30,00	30,00	
10	0,00	22,34	33,87	28,38	35,00	35,00	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	36,21	26,25	22,34	33,87	32,81	30,88	30,00	0,00	
11	32,81	33,87	33,87	30,88	32,81	21,88	36,21	38,89	0,00	0,00	0,00	31,82	38,89	37,50	32,81	32,81	30,00	30,00	32,81	
12	32,81	32,81	31,82	31,82	33,87	40,38	37,50	14,58	36,21	26,25	38,89	37,50	37,50	30,88	32,81	30,88	32,81	32,81	32,81	
13	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	40,38	26,92	40,38	38,89	33,87	37,50	16,15	33,87	11,41	30,88	15,67	30,88	32,81	32,81	
14	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	30,88	36,21	40,38	30,00	30,00	33,87	31,82	31,82	31,82	30,00	31,82	31,82	32,81	31,82	
15	31,82	11,67	31,82	31,82	31,82	32,81	32,81	38,89	35,00	37,50	33,87	33,87	31,82	31,82	31,82	32,81	29,17	28,38	33,87	
16	0,00	30,88	32,81	30,88	30,88	32,81	32,81	32,81	31,82	23,86	22,83	21,43	31,82	31,82	38,89	30,88	30,00	28,38	0,00	
17	33,87	30,88	30,88	30,88	30,88	31,82	40,38	30,88	17,80	23,86	32,81	31,82	31,82	31,82	30,88	30,88	30,00	28,38	29,17	
18	30,88	35,00	30,88	31,82	32,81	32,81	31,82	33,87	33,87	33,87	25,00	33,87	31,82	31,82	31,82	30,88	30,88	31,82	31,82	
19	31,82	31,82	30,00	31,82	31,82	32,81	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	30,88	30,00	31,82	32,81	30,88	29,17	31,82	31,82	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-1-2

2D- Darstellung



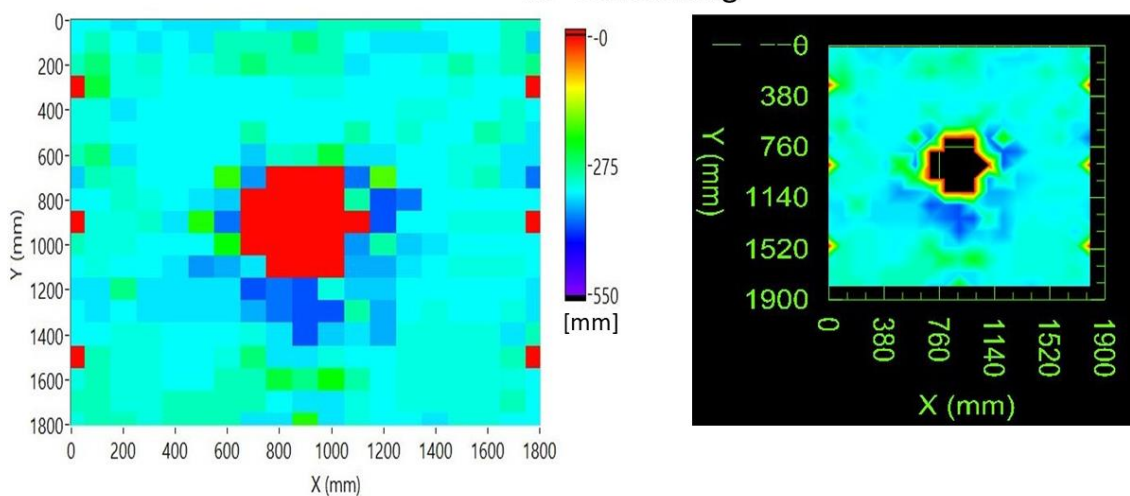
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,82	31,82	33,87	33,87	33,87	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	
2	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	31,82	32,81	31,82	33,87	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	30,88	33,87	31,82		
3	33,87	30,00	30,88	30,88	30,88	28,38	31,82	30,00	32,81	33,87	26,25	33,87	30,88	30,88	23,86	30,00	30,88	30,88	33,87	
4	0,00	30,88	30,88	31,82	31,82	31,82	32,81	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	31,82	30,88	30,88	30,88	30,88	0,00	
5	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	31,82	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	
6	31,82	31,82	31,82	32,81	32,81	31,82	31,82	33,87	40,38	38,89	38,89	38,89	35,00	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	
7	32,81	32,81	33,87	26,25	35,00	30,88	40,38	32,81	40,38	40,38	23,33	25,00	40,38	40,38	35,00	33,87	31,82	33,87	33,87	
8	31,82	31,82	33,87	33,87	40,38	40,38	36,21	35,00	30,88	33,87	0,00	35,00	40,38	38,89	30,00	32,81	30,00	31,82	31,82	
9	29,17	30,88	31,82	31,82	35,00	31,82	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	36,21	40,38	31,82	30,00	31,82	30,88	31,82	31,82	
10	0,00	33,87	30,88	17,80	18,10	35,00	32,81	0,00	0,00	0,00	0,00	22,83	38,89	30,00	30,00	30,00	30,88	31,82	0,00	
11	31,82	35,00	30,88	31,82	30,00	25,61	40,38	40,38	0,00	0,00	0,00	40,38	14,58	40,38	30,00	30,88	31,82	31,82	31,82	
12	32,81	32,81	23,33	26,92	31,82	29,17	25,61	33,87	28,38	35,00	21,88	22,83	23,33	33,87	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	
13	32,81	31,82	31,82	32,81	35,00	30,00	25,61	13,82	30,00	33,87	40,38	15,91	23,33	24,42	32,81	31,82	31,82	32,81	31,82	
14	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	25,61	25,00	25,61	40,38	36,21	36,21	30,00	33,87	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	
15	36,21	30,00	31,82	31,82	31,82	31,82	35,00	33,87	36,21	36,21	35,00	32,81	30,00	32,81	31,82	31,82	31,82	33,87	32,81	
16	0,00	35,00	31,82	31,82	26,25	31,82	30,00	30,88	30,88	30,88	30,88	26,92	31,82	32,81	31,82	30,00	30,88	33,87	0,00	
17	27,63	35,00	30,88	31,82	25,00	30,00	31,82	30,00	30,88	30,88	31,82	30,88	31,82	29,17	30,88	35,00	30,88	30,88	26,25	
18	31,82	35,00	29,17	30,88	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	31,82	30,88	30,88	33,87	31,82	31,82	
19	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	31,82	32,81	31,82	31,82	32,81	30,00	32,81	31,82	31,82	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-1-3

2D- Darstellung



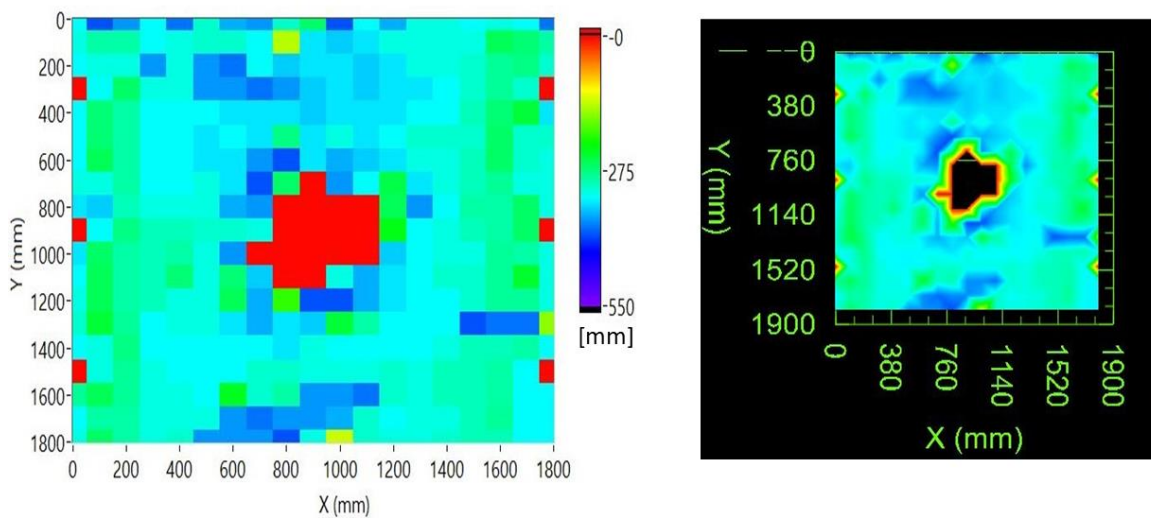
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	32,81	32,81	33,87	32,81	33,87	33,87	33,87	32,81	33,87	33,87	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	32,81	30,00	30,00	
2	32,81	30,00	32,81	33,87	32,81	33,87	30,00	30,00	30,00	26,92	30,00	32,81	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	30,00	35,00	
3	30,00	26,92	31,82	30,88	32,81	31,82	30,00	26,92	30,00	30,00	30,00	33,87	32,81	32,81	31,82	29,17	31,82	30,00	27,63	
4	0,00	24,42	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	32,81	32,81	0,00	
5	31,82	31,82	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	30,88	32,81	
6	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	29,17	32,81	32,81	32,81	29,17	32,81	30,88	32,81	32,81	29,17	30,88	33,87	
7	30,00	26,92	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	35,00	30,88	30,00	24,42	33,87	33,87	32,81	32,81	31,82	31,82	33,87	33,87	
8	35,00	30,00	30,88	32,81	32,81	32,81	19,81	37,50	0,00	0,00	0,00	38,89	18,42	32,81	32,81	31,82	30,00	33,87	38,89	
9	32,81	32,81	30,88	31,82	32,81	33,87	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00	29,17	40,38	38,89	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	
10	0,00	31,82	31,82	30,88	33,87	20,59	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	0,00	
11	30,00	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	21,88	0,00	0,00	0,00	0,00	37,50	29,17	35,00	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	
12	32,81	31,82	32,81	32,81	33,87	37,50	36,21	33,87	0,00	0,00	0,00	36,21	36,21	33,87	32,81	31,82	31,82	31,82	32,81	
13	33,87	33,87	27,63	33,87	33,87	33,87	33,87	40,38	38,89	40,38	31,82	35,00	35,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	
14	32,81	33,87	32,81	33,87	33,87	33,87	33,87	36,21	38,89	40,38	40,38	29,17	36,21	32,81	31,82	32,81	32,81	31,82	33,87	
15	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	31,82	33,87	40,38	35,00	33,87	36,21	31,82	31,82	31,82	31,82	33,87	30,00	
16	0,00	30,00	31,82	31,82	32,81	32,81	31,82	26,92	33,87	33,87	31,82	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	30,00	0,00	
17	31,82	30,00	31,82	31,82	32,81	32,81	30,00	30,00	24,42	27,63	21,88	29,17	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	
18	30,00	30,00	31,82	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	33,87	33,87	31,82	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	30,00	32,81	
19	31,82	30,00	30,00	31,82	30,00	30,00	30,00	33,87	33,87	20,59	33,87	31,82	32,81	32,81	33,87	31,82	31,82	32,81	32,81	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-1-4

2D- Darstellung



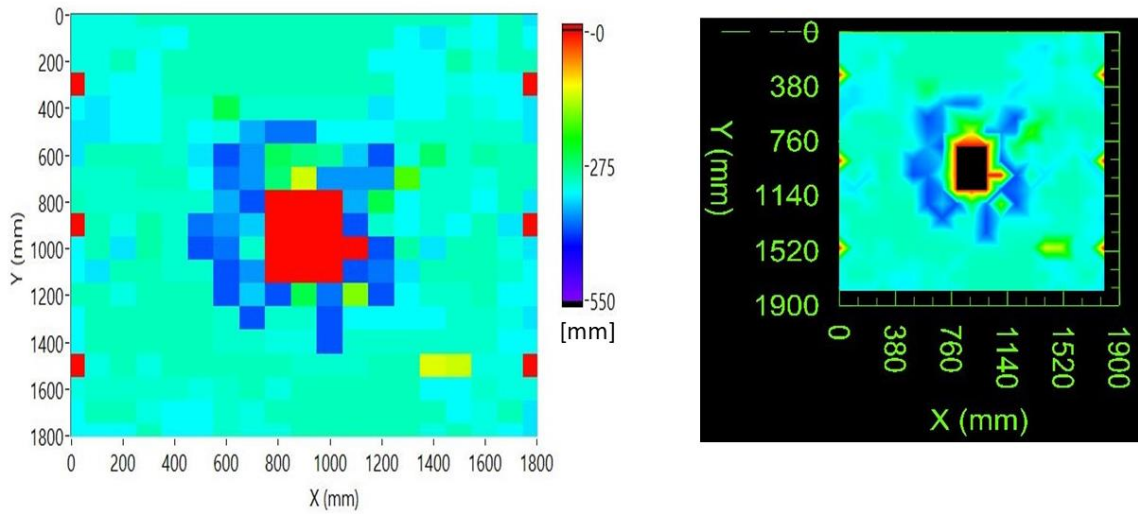
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	32,81	40,38	37,50	32,81	38,89	30,88	36,21	37,50	30,88	26,25	40,38	32,81	36,21	31,82	31,82	32,81	31,82	32,81	38,89	
2	31,82	29,17	29,17	32,81	31,82	30,88	30,88	32,81	14,00	33,87	35,00	33,87	31,82	31,82	31,82	31,82	25,61	26,92	29,17	
3	32,81	31,82	31,82	37,50	31,82	37,50	38,89	32,81	35,00	33,87	33,87	35,00	33,87	31,82	31,82	30,88	28,38	27,63	30,88	
4	0,00	32,81	26,25	31,82	31,82	37,50	37,50	38,89	37,50	35,00	33,87	35,00	33,87	33,87	32,81	30,88	28,38	30,88	0,00	
5	32,81	26,92	29,17	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	33,87	35,00	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	30,00	26,92	24,42	33,87	
6	32,81	26,92	29,17	32,81	32,81	33,87	32,81	33,87	27,63	33,87	31,82	33,87	32,81	30,88	30,88	30,88	26,25	30,88	30,88	
7	32,81	25,61	29,17	32,81	32,81	33,87	33,87	37,50	40,38	33,87	36,21	35,00	33,87	31,82	31,82	30,00	26,25	30,88	31,82	
8	31,82	31,82	29,17	32,81	32,81	31,82	33,87	40,38	26,25	0,00	37,50	32,81	25,00	33,87	31,82	30,00	28,38	31,82	31,82	
9	33,87	35,00	30,00	31,82	31,82	31,82	36,21	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00	25,61	37,50	32,81	29,17	29,17	26,25	31,82	
10	0,00	32,81	27,63	30,00	30,00	30,88	30,88	31,82	0,00	0,00	0,00	0,00	22,83	32,81	31,82	30,00	29,17	26,25	0,00	
11	33,87	26,25	29,17	30,00	29,17	31,82	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	35,00	32,81	31,82	31,82	28,38	29,17	31,82	
12	32,81	25,61	29,17	30,00	26,92	31,82	26,92	35,00	0,00	0,00	31,82	36,21	33,87	32,81	30,88	30,88	28,38	23,86	31,82	
13	31,82	25,61	29,17	30,00	31,82	31,82	25,61	36,21	19,81	40,38	40,38	36,21	33,87	32,81	32,81	30,88	28,38	28,38	31,82	
14	30,88	24,42	28,38	32,81	31,82	31,82	33,87	36,21	33,87	35,00	24,42	29,17	32,81	32,81	32,81	40,38	38,89	38,89	15,67	
15	32,81	31,82	27,63	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	30,00	30,00	29,17	32,81	
16	0,00	31,82	28,38	31,82	32,81	32,81	32,81	30,88	30,88	31,82	31,82	31,82	30,88	31,82	30,00	30,00	29,17	32,81	0,00	
17	28,38	25,61	28,38	31,82	31,82	32,81	23,33	30,88	29,17	37,50	37,50	38,89	30,88	31,82	30,00	30,00	29,17	32,81	32,81	
18	32,81	29,17	29,17	31,82	31,82	31,82	37,50	38,89	37,50	37,50	36,21	30,88	32,81	31,82	31,82	30,00	28,38	32,81	32,81	
19	31,82	26,25	29,17	31,82	30,88	37,50	37,50	37,50	40,38	31,82	12,96	30,88	31,82	31,82	30,88	30,00	30,00	32,81	32,81	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-2-1

2D- Darstellung



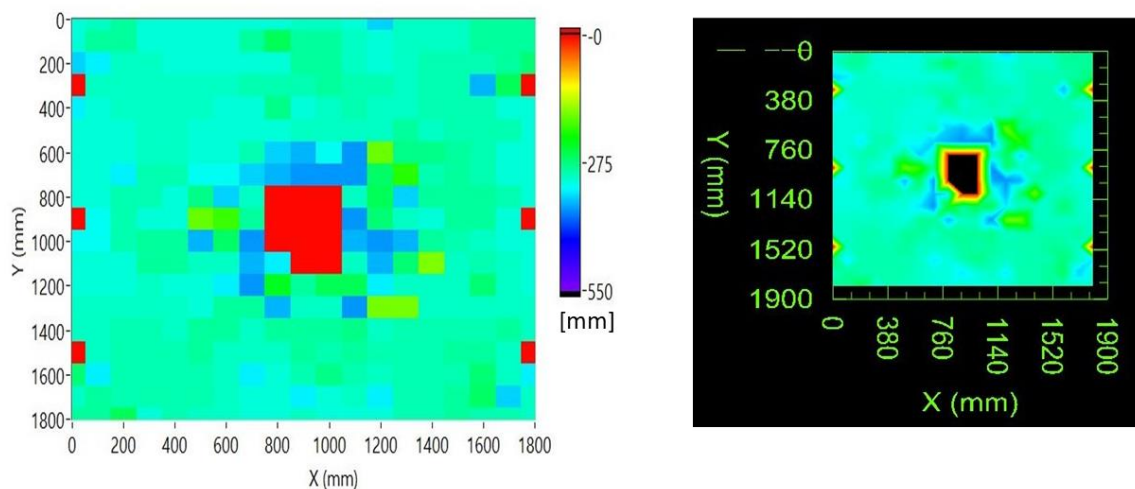
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,82	31,82	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	30,00	33,87	
2	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	33,87	31,82	32,81	30,00	32,81	
3	31,82	31,82	30,00	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	32,81	29,17	31,82	30,00	30,00	
4	0,00	31,82	32,81	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	31,82	32,81	32,81	0,00	
5	32,81	33,87	32,81	32,81	30,88	30,88	25,00	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	33,87	32,81	32,81	30,88	31,82	32,81	33,87	
6	33,87	33,87	32,81	32,81	30,88	32,81	31,82	36,21	38,89	38,89	32,81	32,81	32,81	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	33,87	
7	33,87	30,00	30,00	30,00	30,88	33,87	40,38	37,50	25,61	27,63	28,38	35,00	40,38	31,82	26,25	30,88	29,17	30,00	30,00	
8	30,88	30,88	30,88	30,00	30,00	32,81	38,89	37,50	26,92	12,80	37,50	37,50	37,50	18,75	30,88	30,88	31,82	30,00	30,00	
9	30,00	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	36,21	40,38	0,00	0,00	0,00	36,21	25,00	32,81	30,88	30,88	32,81	30,00	33,87	
10	0,00	30,00	31,82	29,17	30,88	38,89	37,50	35,00	0,00	0,00	0,00	40,38	30,88	32,81	30,88	32,81	30,00	33,87	0,00	
11	32,81	30,00	33,87	29,17	30,88	40,38	38,89	30,88	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	29,17	33,87	30,00	30,00	31,82	33,87	
12	32,81	33,87	30,00	30,00	30,88	30,88	40,38	37,50	0,00	0,00	0,00	40,38	38,89	33,87	30,00	30,00	30,00	30,88	32,81	
13	30,00	30,00	31,82	30,00	30,00	30,00	40,38	35,00	40,38	25,00	38,89	16,41	40,38	32,81	30,88	30,88	30,00	32,81	32,81	
14	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,88	40,38	30,88	30,88	40,38	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	30,88	31,82	33,87	
15	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,88	30,88	31,82	31,82	40,38	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	32,81	32,81	
16	0,00	31,82	30,00	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,88	30,88	30,88	30,00	30,00	12,07	13,13	31,82	31,82	0,00	
17	31,82	30,88	30,88	30,88	30,88	31,82	30,88	30,00	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	32,81	30,88	31,82	31,82	
18	32,81	30,00	30,00	31,82	32,81	32,81	30,88	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,81	31,82	30,00	33,87	
19	32,81	32,81	32,81	30,00	32,81	32,81	30,88	31,82	31,82	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	31,82	30,00	31,82	32,81	33,87	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-2-2

2D- Darstellung



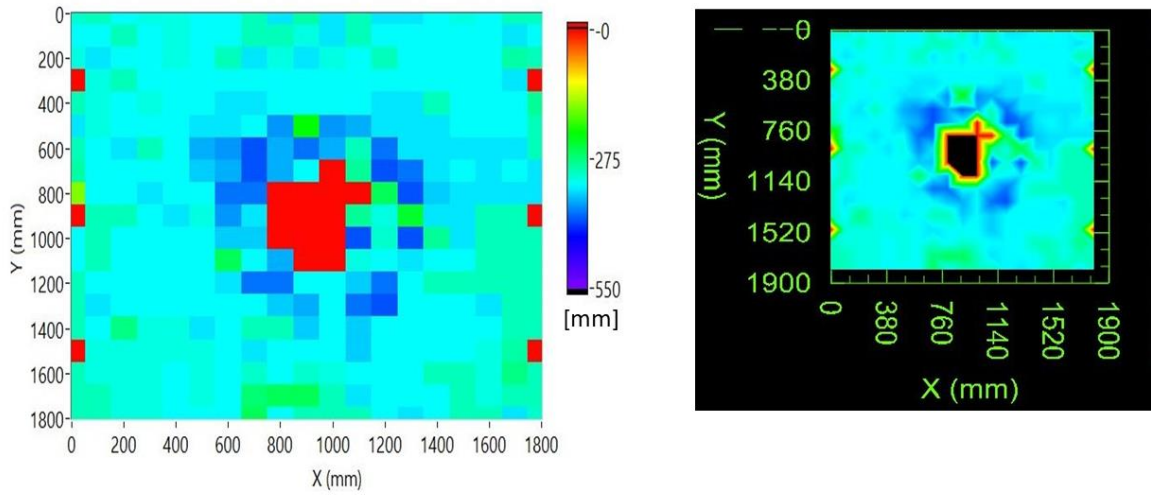
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	31,38	30,40	28,61	31,38	31,38	31,38	31,38	31,38	31,38	30,40	30,40	31,38	34,74	30,40	30,40	30,40	28,61	28,61	28,61	
2	31,38	28,61	28,61	31,38	31,38	31,38	31,38	28,61	25,60	28,61	28,61	30,40	31,38	30,40	30,40	30,40	28,61	28,61	28,61	
3	34,74	33,54	30,40	30,40	31,38	31,38	31,38	31,38	31,38	28,61	28,61	30,40	31,38	30,40	29,48	29,48	29,48	28,61	27,02	
4	0,00	30,40	30,40	30,40	30,40	30,40	30,40	29,48	29,48	29,48	28,61	29,48	29,48	30,40	29,48	29,48	36,03	25,60	0,00	
5	33,54	31,38	30,40	30,40	30,40	30,40	31,38	31,38	27,79	31,38	30,40	29,48	30,40	30,40	29,48	29,48	29,48	31,38	31,38	
6	31,38	31,38	31,38	30,40	30,40	31,38	31,38	31,38	31,38	30,40	30,40	30,40	30,40	28,61	30,40	29,48	29,48	29,48	31,38	
7	31,38	31,38	31,38	30,40	30,40	31,38	31,38	29,48	34,74	36,03	32,43	37,42	17,07	27,79	27,79	28,61	29,48	31,38	31,38	
8	31,38	31,38	33,54	29,48	29,48	32,43	32,43	34,74	36,03	37,42	37,42	37,42	26,29	20,27	29,48	28,61	29,48	31,38	31,38	
9	31,38	31,38	29,48	29,48	31,38	27,79	34,74	30,40	0,00	0,00	0,00	30,40	25,60	34,74	28,61	28,61	28,61	29,48	31,38	
10	0,00	32,43	29,48	31,38	31,38	17,37	19,46	28,61	0,00	0,00	0,00	37,42	27,02	30,40	31,38	28,61	28,61	31,38	0,00	
11	32,43	32,43	29,48	28,61	28,61	36,03	26,29	37,42	0,00	0,00	0,00	36,03	37,42	36,03	28,61	29,48	30,40	31,38	31,38	
12	31,38	31,38	31,38	28,61	28,61	30,40	30,40	36,03	33,54	0,00	0,00	30,40	36,03	27,02	16,21	30,40	29,48	30,40	31,38	
13	31,38	31,38	31,38	30,40	31,38	31,38	33,54	37,42	23,16	28,61	25,60	25,60	33,54	30,40	30,40	30,40	27,02	30,40	31,38	
14	30,40	30,40	30,40	30,40	30,40	31,38	28,61	28,61	36,03	30,40	30,40	37,42	16,77	16,77	30,40	30,40	30,40	30,40	30,40	
15	30,40	30,40	29,48	29,48	30,40	28,61	28,61	30,40	28,61	28,61	28,61	27,79	30,40	29,48	29,48	29,48	29,48	28,61	30,40	
16	0,00	30,40	29,48	29,48	29,48	28,61	30,40	30,40	30,40	28,61	29,48	28,61	29,48	29,48	29,48	28,61	28,61	30,40	0,00	
17	27,02	33,54	29,48	29,48	29,48	29,48	30,40	33,54	31,38	29,48	27,79	29,48	30,40	29,48	29,48	29,48	27,02	30,40	33,54	
18	30,40	28,61	29,48	29,48	29,48	29,48	30,40	31,38	31,38	33,54	31,38	30,40	33,54	29,48	29,48	28,61	26,29	34,74	30,40	
19	28,61	28,61	25,60	31,38	29,48	30,40	30,40	31,38	31,38	30,40	31,38	31,38	31,38	29,48	29,48	28,61	29,48	29,48	30,40	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-2-3

2D- Darstellung



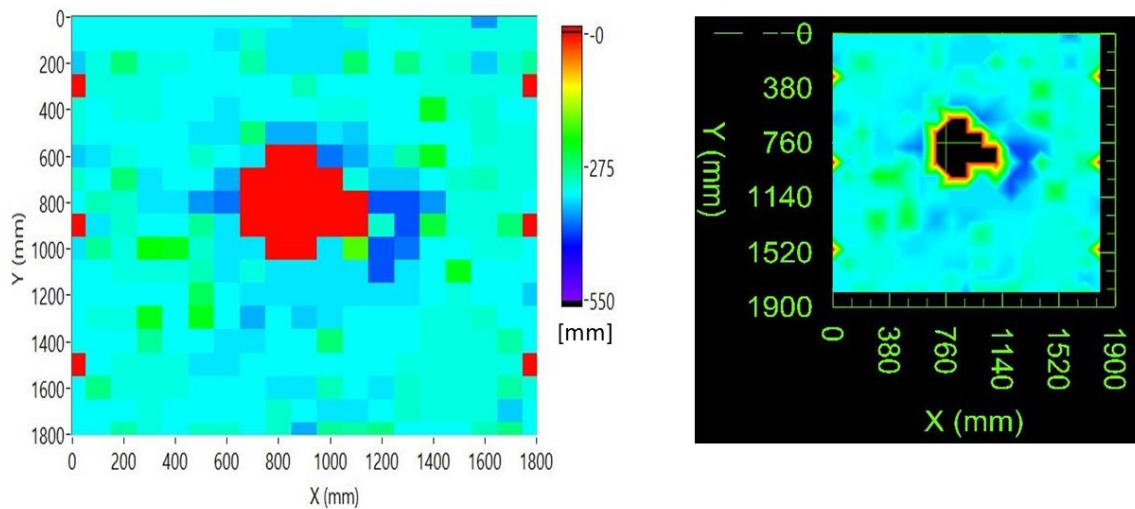
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	30,88	30,00	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	30,00	33,87	29,17	33,87	30,00	33,87	33,87	32,81	31,82	32,81	30,00	30,00	
2	32,81	32,81	30,00	32,81	31,82	32,81	32,81	30,00	30,00	31,82	33,87	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	32,81	
3	31,82	33,87	32,81	32,81	31,82	32,81	30,00	33,87	31,82	33,87	31,82	32,81	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	29,17	30,00	
4	0,00	31,82	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	0,00	
5	30,00	31,82	32,81	31,82	32,81	32,81	33,87	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	30,00	32,81	32,81	32,81	28,38	
6	33,87	31,82	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	32,81	37,50	21,88	37,50	36,21	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	32,81	30,00	
7	30,00	32,81	33,87	30,00	32,81	36,21	37,50	40,38	36,21	38,89	36,21	30,00	38,89	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	30,00	
8	29,17	32,81	32,81	32,81	32,81	35,00	36,21	40,38	36,21	32,81	0,00	28,38	40,38	38,89	33,87	32,81	33,87	32,81	33,87	
9	16,41	32,81	32,81	33,87	32,81	32,81	38,89	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	25,61	40,38	35,00	33,87	33,87	33,87	33,87	
10	0,00	30,00	30,00	32,81	33,87	31,82	37,50	33,87	0,00	0,00	0,00	28,38	31,82	23,86	33,87	33,87	30,00	30,00	0,00	
11	32,81	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	35,00	35,00	0,00	0,00	0,00	40,38	30,88	40,38	28,38	33,87	30,00	30,00	30,00	
12	32,81	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	25,61	32,81	36,21	0,00	0,00	31,82	32,81	33,87	32,81	32,81	30,00	30,00	30,00	
13	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	38,89	38,89	32,81	32,81	35,00	38,89	32,81	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	
14	30,00	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	35,00	36,21	32,81	38,89	40,38	32,81	32,81	32,81	33,87	30,00	30,00	
15	30,00	32,81	27,63	31,82	31,82	33,87	32,81	30,00	30,00	35,00	32,81	35,00	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,00	30,00	
16	0,00	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	32,81	33,87	32,81	32,81	32,81	35,00	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	29,17	0,00	
17	30,00	31,82	31,82	31,82	32,81	31,82	32,81	30,88	32,81	30,88	31,82	32,81	32,81	32,81	30,00	30,00	31,82	27,63	30,00	
18	30,00	30,00	31,82	31,82	32,81	31,82	32,81	26,92	25,61	25,61	30,00	33,87	32,81	32,81	32,81	30,00	31,82	30,00	30,00	
19	30,00	30,00	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	25,61	32,81	30,00	30,00	30,00	32,81	33,87	32,81	30,00	30,00	33,87	30,88	

Schädigungstiefenplot Platte SF-30-2-4

2D- Darstellung



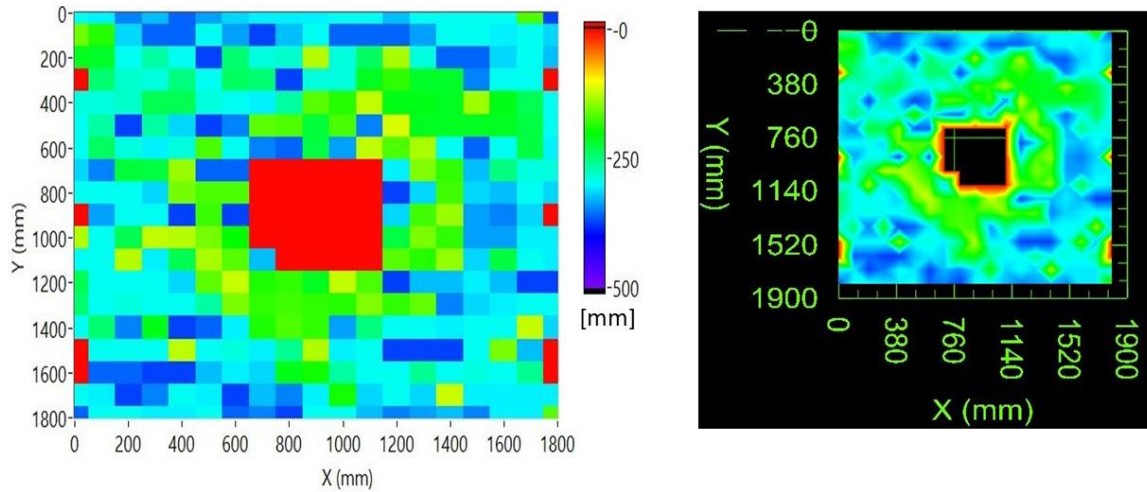
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	30,88	32,81	31,82	31,82	31,82	37,50	31,82	31,82	
2	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	30,88	33,87	33,87	33,87	33,87	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	
3	35,00	31,82	26,92	31,82	31,82	32,81	32,81	29,17	33,87	33,87	33,87	26,25	32,81	27,63	31,82	30,88	35,00	30,88	28,38	
4	0,00	31,82	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	30,00	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	0,00	
5	31,82	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	33,87	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	32,81	22,83	31,82	30,88	32,81	32,81	
6	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	26,92	36,21	36,21	33,87	35,00	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	31,82	31,82	
7	35,00	33,87	31,82	32,81	32,81	30,88	32,81	33,87	0,00	0,00	38,89	36,21	33,87	29,17	22,83	32,81	31,82	31,82	31,82	
8	30,88	32,81	26,92	33,87	32,81	32,81	36,21	0,00	0,00	0,00	0,00	31,82	35,00	35,00	32,81	30,88	30,00	31,82	31,82	
9	32,81	30,00	30,88	33,87	33,87	37,50	38,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	40,38	37,50	31,82	31,82	31,82	32,81	
10	0,00	33,87	30,88	32,81	32,81	28,38	33,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	30,88	40,38	24,42	31,82	31,82	26,92	0,00	
11	33,87	28,38	31,82	21,88	22,83	30,88	33,87	33,87	0,00	0,00	33,87	18,42	40,38	38,89	32,81	32,81	31,82	31,82	32,81	
12	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	30,00	33,87	31,82	33,87	33,87	33,87	33,87	40,38	33,87	32,81	22,83	32,81	32,81	32,81	
13	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	25,61	32,81	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87	32,81	31,82	32,81	32,81	35,00	
14	32,81	31,82	31,82	22,83	32,81	22,83	32,81	36,21	32,81	35,00	33,87	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	30,88	32,81	32,81	
15	32,81	32,81	32,81	28,38	32,81	32,81	33,87	33,87	32,81	32,81	32,81	26,92	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	29,17	32,81
16	0,00	32,81	31,82	31,82	31,82	33,87	33,87	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	31,82	31,82	31,82	31,82	31,82	0,00	
17	32,81	27,63	31,82	31,82	31,82	32,81	32,81	32,81	33,87	33,87	30,00	32,81	33,87	30,88	31,82	31,82	31,82	29,17	31,82	
18	32,81	32,81	32,81	31,82	32,81	32,81	32,81	32,81	30,88	32,81	33,87	33,87	32,81	30,88	31,82	31,82	31,82	35,00	32,81	
19	32,81	32,81	29,17	31,82	32,81	30,88	30,88	32,81	30,88	36,21	28,38	29,17	27,63	32,81	32,81	32,81	30,00	27,63	32,81	

Schädigungstiefenplot Platte S+SF-25-5-0-2-2

2D- Darstellung



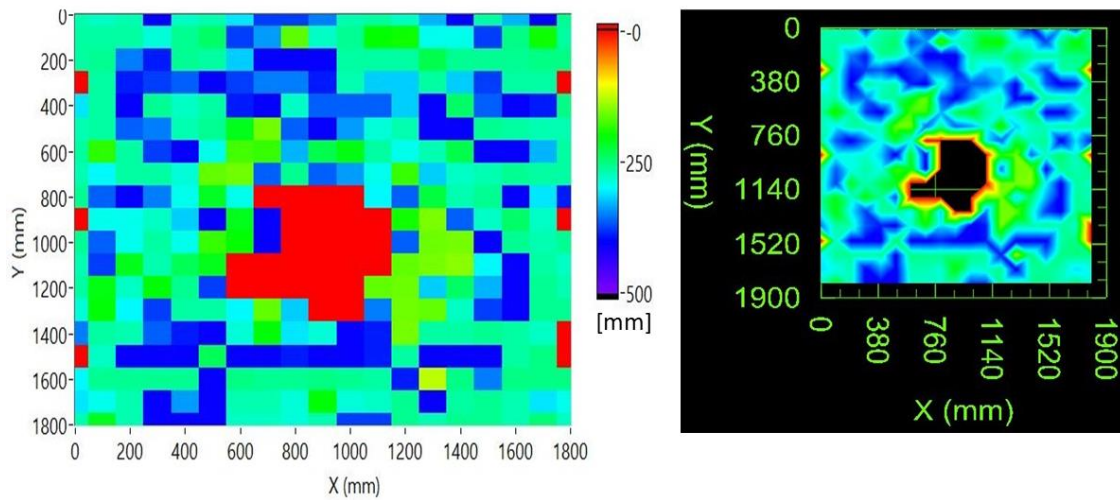
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	29,48	30,40	34,74	32,43	36,03	33,54	31,38	30,40	30,40	29,48	29,48	32,43	29,48	29,48	29,48	29,48	29,48	16,77	37,42	
2	15,44	18,35	31,38	36,03	36,03	29,48	33,54	37,42	32,43	29,48	36,03	36,03	36,03	33,54	29,48	29,48	30,40	29,48	31,38	
3	21,15	21,62	29,48	26,29	29,48	37,42	24,32	28,61	27,79	12,63	28,61	23,73	13,15	28,61	36,03	36,03	31,38	29,48	32,43	
4	0,00	24,32	27,79	28,61	24,94	29,48	23,73	24,32	37,42	28,61	28,61	21,15	18,01	21,62	21,62	34,74	29,48	29,48	0,00	
5	28,61	28,61	27,79	23,16	23,16	28,61	29,48	30,40	26,29	16,49	18,35	12,16	20,70	20,70	21,15	13,70	20,70	23,16	29,48	
6	29,48	26,29	37,42	26,29	31,38	37,42	34,74	16,21	16,77	22,11	17,07	34,74	11,18	21,15	21,15	21,15	21,15	22,62	29,48	
7	29,48	23,73	28,61	30,40	28,61	17,07	29,48	34,74	36,03	22,62	33,54	12,31	16,77	13,33	29,48	36,03	29,48	22,62	30,40	
8	31,38	34,74	22,11	22,62	13,90	36,03	36,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	30,40	14,74	18,01	32,43	24,94	28,61	28,61	
9	29,48	29,48	29,48	31,38	15,20	17,07	17,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	37,42	31,38	17,37	31,38	32,43	29,48	31,38	
10	0,00	33,54	29,48	29,48	37,42	17,69	37,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	31,38	17,37	13,90	33,54	34,74	31,38	0,00	
11	12,80	29,48	23,16	12,16	12,63	15,20	19,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,62	14,97	18,01	33,54	33,54	30,40	30,40	
12	29,48	29,48	12,63	30,40	23,16	13,15	16,49	32,43	0,00	0,00	0,00	0,00	16,49	18,35	14,10	31,38	22,62	29,48	30,40	
13	23,16	29,48	29,48	29,48	31,38	16,21	12,01	18,71	18,01	21,15	12,16	17,07	37,42	32,43	32,43	30,40	32,43	37,42	37,42	
14	24,32	29,48	28,61	29,48	29,48	26,29	14,97	18,01	17,37	18,01	18,35	14,74	18,01	15,95	34,74	31,38	30,40	29,48	29,48	
15	29,48	24,32	34,74	20,70	37,42	36,03	30,40	18,71	16,77	18,01	33,54	24,94	29,48	29,48	30,40	29,48	29,48	12,01	31,38	
16	0,00	29,48	29,48	29,48	12,47	29,48	28,61	30,40	25,60	12,80	30,40	29,48	37,42	37,42	37,42	29,48	14,97	32,43	0,00	
17	0,00	36,03	36,03	37,42	37,42	32,43	30,40	31,38	20,70	19,07	26,29	29,48	29,48	25,60	29,48	28,61	29,48	25,60	0,00	
18	29,48	30,40	37,42	34,74	29,48	30,40	37,42	32,43	34,74	30,40	19,07	31,38	29,48	31,38	11,86	30,40	30,40	30,40	30,40	
19	36,03	29,48	29,48	30,40	30,40	29,48	36,03	34,74	37,42	29,48	29,48	32,43	34,74	33,54	32,43	34,74	30,40	30,40	16,49	

Schädigungstiefenplot Platte S+D-25-5-0-x-1

2D- Darstellung



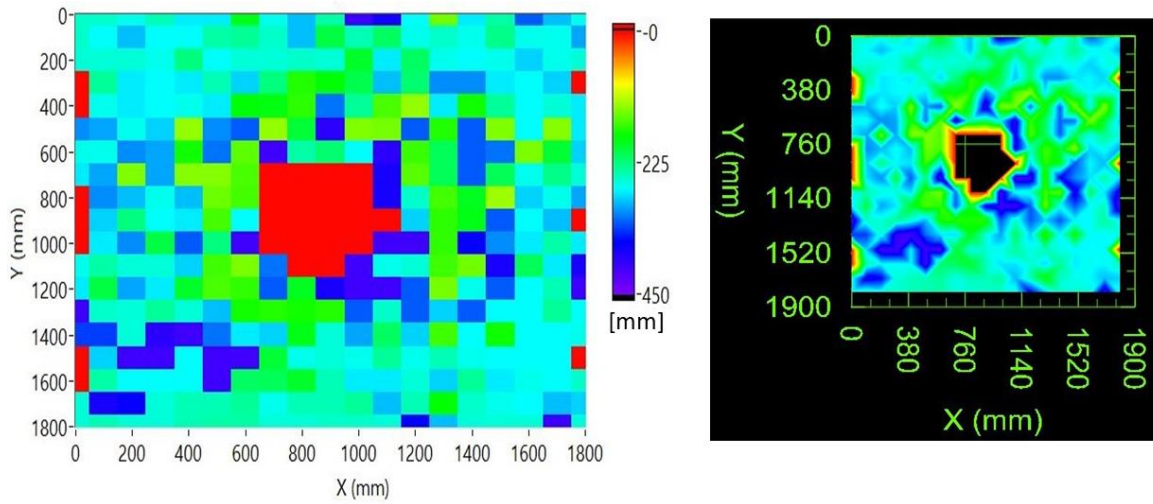
Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	26,92	27,63	26,92	40,38	27,63	26,92	30,88	37,50	37,50	35,00	26,92	26,25	27,63	32,81	40,38	26,25	32,81	40,38	25,61	
2	26,25	26,25	26,25	28,38	25,61	23,86	37,50	33,87	16,15	27,63	25,61	19,81	19,44	29,17	29,17	37,50	25,00	19,44	26,25	
3	26,25	25,61	35,00	38,89	25,61	26,25	31,82	40,38	40,38	40,38	26,25	26,25	26,25	22,83	25,61	25,61	25,61	25,00	25,00	
4	0,00	26,25	38,89	37,50	36,21	40,38	37,50	35,00	35,00	38,89	26,92	31,82	31,82	26,25	31,82	37,50	26,25	26,25	0,00	
5	30,88	26,25	40,38	25,61	27,63	26,25	38,89	40,38	27,63	36,21	36,21	36,21	31,82	40,38	23,86	36,21	40,38	38,89	25,00	
6	26,92	26,25	36,21	35,00	26,92	25,61	21,00	15,44	36,21	40,38	33,87	28,38	26,92	40,38	40,38	25,61	26,25	26,92	26,92	
7	26,25	18,10	26,25	37,50	40,38	29,17	17,21	17,80	32,81	22,83	20,59	26,25	29,17	26,92	22,83	40,38	40,38	32,81	26,25	
8	26,92	30,00	26,25	26,25	28,38	15,91	15,44	36,21	25,61	36,21	33,87	29,17	17,80	31,82	27,63	26,92	25,61	26,25	26,25	
9	25,61	36,21	40,38	35,00	29,17	21,43	29,17	0,00	0,00	0,00	0,00	30,00	36,21	22,34	26,92	25,61	40,38	30,88	38,89	
10	0,00	29,17	29,17	27,63	31,82	40,38	21,00	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	19,09	15,00	36,21	27,63	23,86	27,63	0,00	
11	25,61	36,21	29,17	26,25	29,17	17,80	19,81	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	36,21	15,67	15,22	40,38	25,61	26,92	25,61	
12	26,92	37,50	21,00	26,92	23,33	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15,91	15,22	14,38	30,00	40,38	26,25	27,63	
13	26,25	20,59	27,63	20,19	25,61	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15,91	15,67	31,82	23,86	32,81	40,38	25,61	26,92	
14	28,38	20,19	30,00	37,50	26,25	26,25	30,00	15,91	31,82	0,00	0,00	35,00	15,44	15,91	27,63	37,50	40,38	25,61	25,61	
15	35,00	26,25	26,92	36,21	38,89	40,38	28,38	20,19	30,88	28,38	40,38	38,89	15,22	26,25	26,25	25,61	26,25	27,63	0,00	
16	0,00	27,63	40,38	40,38	40,38	23,33	40,38	40,38	38,89	40,38	40,38	38,89	26,25	40,38	40,38	40,38	26,25	25,00	0,00	
17	30,00	25,61	25,61	25,61	25,61	40,38	25,00	25,61	25,61	25,00	25,61	26,25	38,89	12,35	25,00	35,00	25,00	25,00	25,00	
18	30,88	29,17	26,92	40,38	33,87	40,38	26,92	26,92	28,38	20,19	28,38	27,63	25,61	40,38	26,25	25,61	26,92	30,88	29,17	
19	26,92	21,00	26,92	40,38	40,38	40,38	27,63	27,63	28,38	26,92	37,50	37,50	25,61	26,92	25,61	25,61	26,92	24,42	27,63	

Schädigungstiefenplot Platte S+D-25-5-0-x-2

2D- Darstellung




Darstellung der Plattenschädigung aus der Tiefenmessung IE

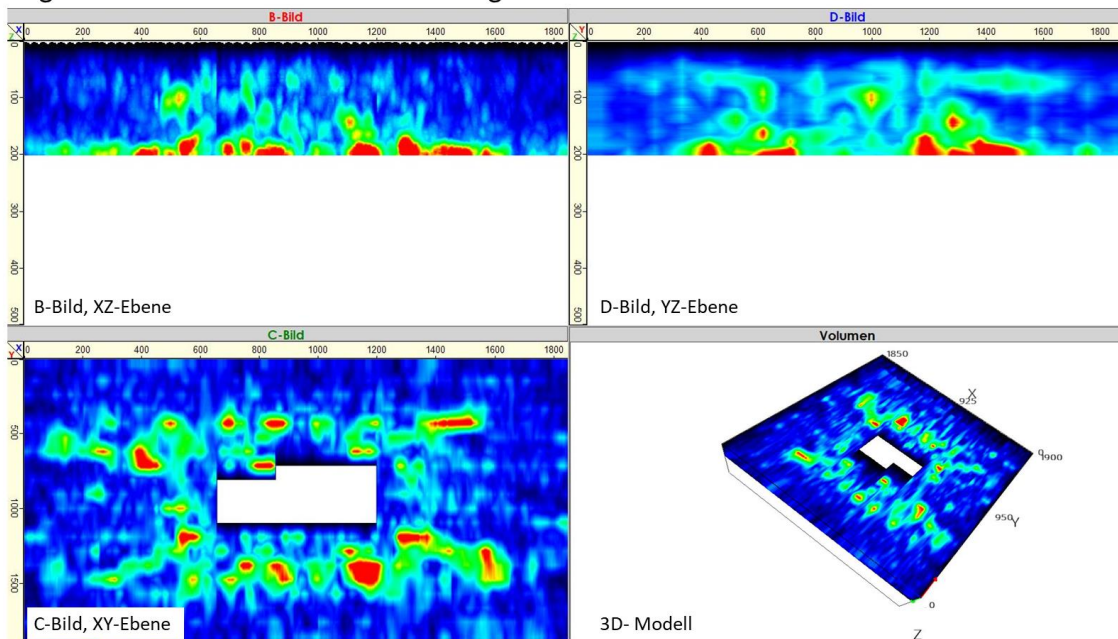
[cm]

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	25,00	25,00	26,25	24,42	27,63	27,63	18,75	26,25	29,17	23,86	40,38	37,50	26,92	13,82	27,63	23,86	32,81	29,17	26,25	
2	25,00	26,92	29,17	26,92	26,92	23,86	23,33	25,00	29,17	20,19	24,42	21,43	26,25	25,00	26,25	22,83	26,25	26,25	30,00	
3	25,61	25,61	25,61	26,25	22,34	26,92	25,61	25,61	25,00	25,61	19,44	27,63	21,43	26,25	26,92	26,25	28,38	26,25	25,61	
4	0,00	23,33	27,63	26,92	27,63	24,42	28,38	22,34	16,67	18,10	20,59	29,17	21,88	30,88	30,88	27,63	26,92	28,38	0,00	
5	0,00	26,25	27,63	26,92	26,25	27,63	18,10	18,42	16,41	31,82	23,33	15,22	12,65	27,63	17,21	23,33	26,92	25,61	27,63	
6	30,88	30,00	26,25	28,38	12,65	30,88	32,81	12,65	19,81	38,89	13,29	13,64	32,81	16,67	32,81	13,29	26,92	13,13	27,63	
7	26,25	26,25	30,88	30,00	17,21	31,82	14,58	40,38	23,86	21,88	26,92	38,89	15,91	21,00	32,81	31,82	13,46	19,81	28,38	
8	27,63	30,00	13,29	30,00	13,13	13,13	15,22	0,00	0,00	0,00	0,00	37,50	14,79	21,00	32,81	21,00	26,25	22,83	25,61	
9	0,00	30,88	29,17	26,25	29,17	14,00	15,44	0,00	0,00	0,00	0,00	37,50	25,00	15,44	19,09	12,21	28,38	26,25	30,00	
10	0,00	28,38	22,34	26,92	27,63	15,44	26,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,38	16,41	18,75	32,81	26,92	29,17	0,00	
11	0,00	27,63	30,88	20,19	32,81	22,34	40,38	0,00	0,00	0,00	0,00	40,38	40,38	16,15	36,21	30,88	27,63	23,86	27,63	
12	26,25	23,86	25,61	25,61	28,38	15,67	13,46	31,82	0,00	0,00	40,38	26,25	25,61	15,67	13,82	37,50	21,00	27,63	37,50	
13	27,63	20,19	30,00	27,63	19,44	15,22	16,15	32,81	19,09	37,50	40,38	40,38	32,81	13,64	26,25	32,81	26,92	24,42	40,38	
14	40,38	25,00	25,61	23,33	25,61	29,17	17,21	16,67	17,21	16,67	32,81	25,00	32,81	28,38	32,81	26,92	26,92	23,33	26,92	
15	33,87	33,87	25,61	38,89	40,38	31,82	27,63	28,38	18,75	25,61	30,00	21,43	28,38	15,67	26,92	17,50	26,92	26,92	26,25	
16	0,00	28,38	40,38	40,38	26,92	40,38	40,38	19,81	26,25	25,61	26,25	23,33	26,25	24,42	26,25	26,92	26,92	26,92	0,00	
17	0,00	23,86	26,92	26,92	26,92	40,38	21,43	21,00	19,44	24,42	27,63	27,63	25,61	28,38	23,33	27,63	26,25	26,92	25,00	
18	25,61	37,50	36,21	25,61	24,42	24,42	23,33	26,25	24,42	24,42	23,33	29,17	24,42	17,80	25,00	26,25	26,92	29,17	28,38	
19	25,61	24,42	25,61	25,61	24,42	23,86	23,86	25,61	25,61	25,00	25,00	25,61	36,21	29,17	25,61	25,61	25,61	40,38	25,61	

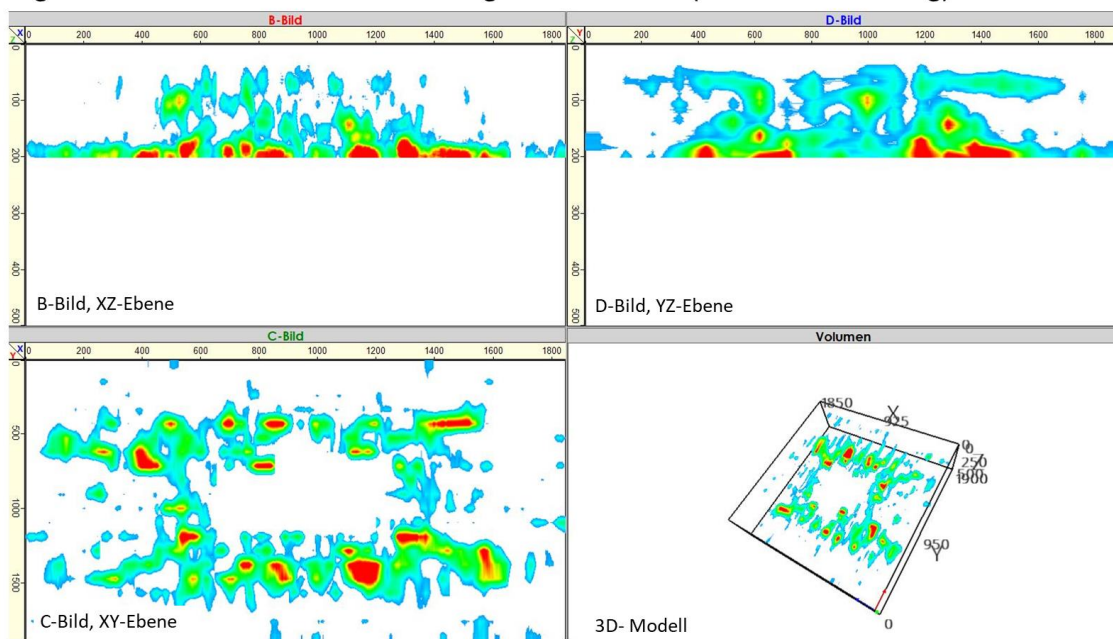
A.4 Ultraschall

Ort Messungen:	Labor KI UniBw M  Universität der Bundeswehr München Institut für konstruktiven Ingenieurbau
Zerstörungsfreie Untersuchung:	Ultraschall
Messsystem:	A1040 MIRA ACS
Datenanalyse:	IntroView Concrete
Anzahl der untersuchten Proben:	24
Untersuchte Oberfläche:	Beanspruchungsseite

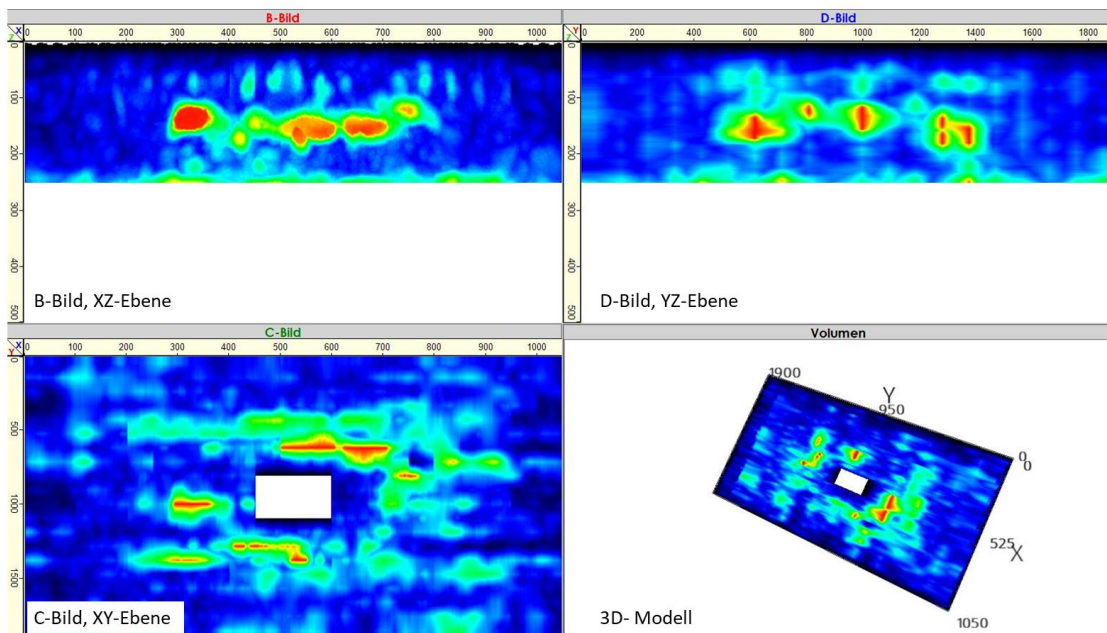
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-20-0-3



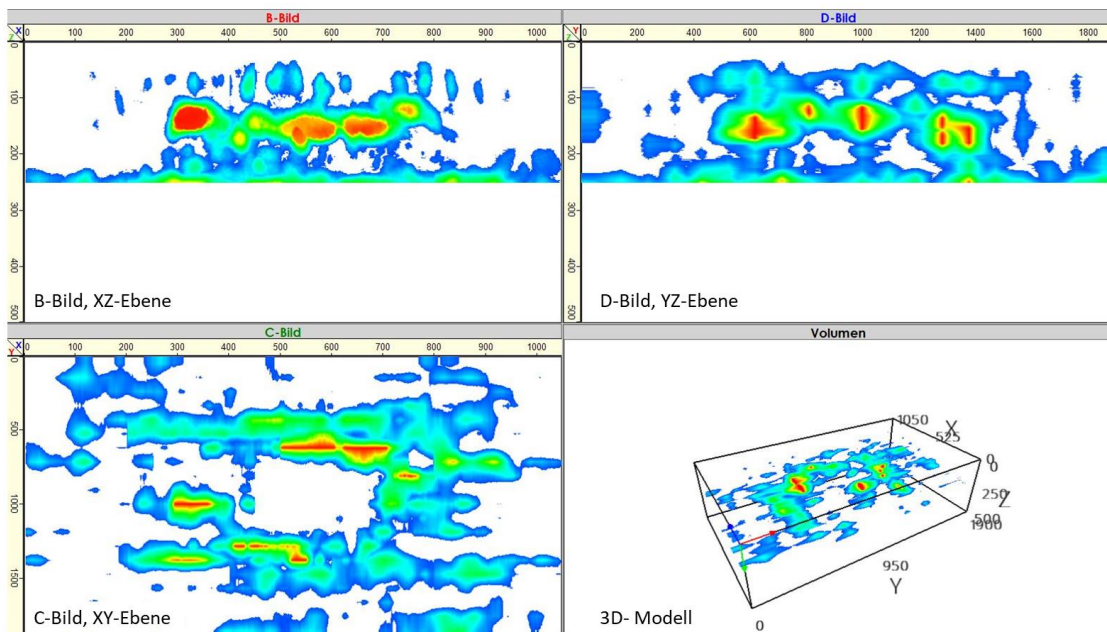
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-20-0-3 (Schadensverteilung)



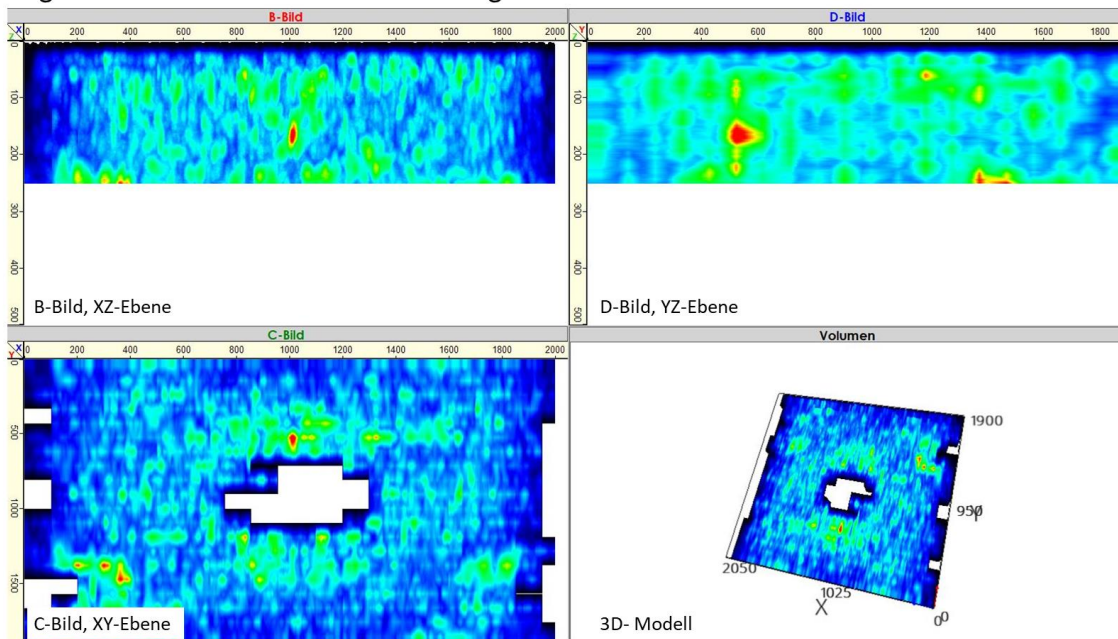
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-4



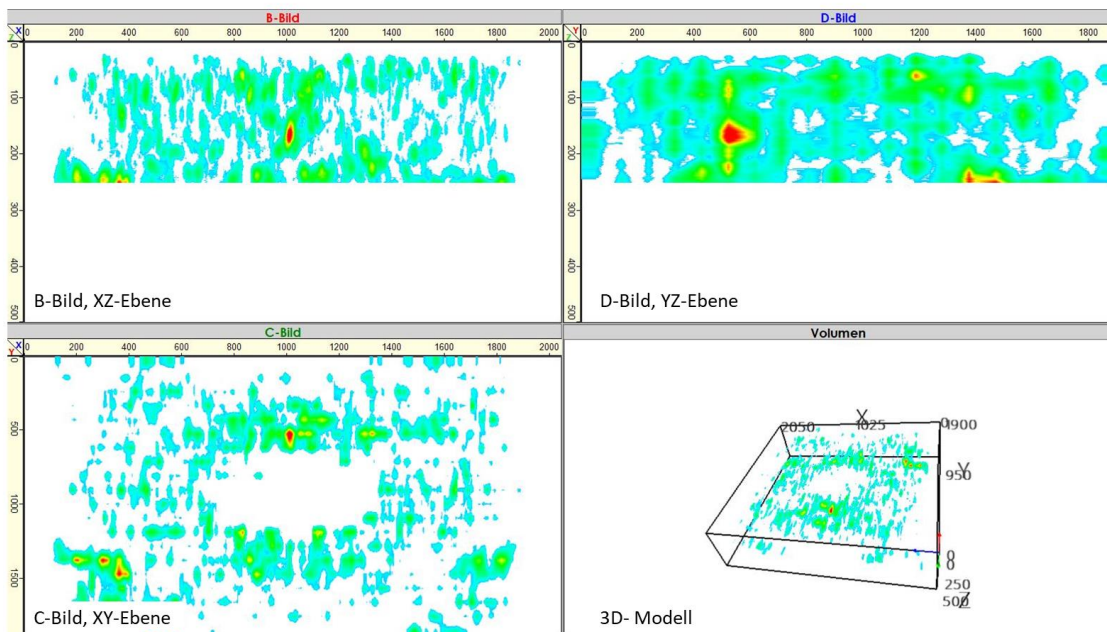
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-4 (Schadensverteilung)



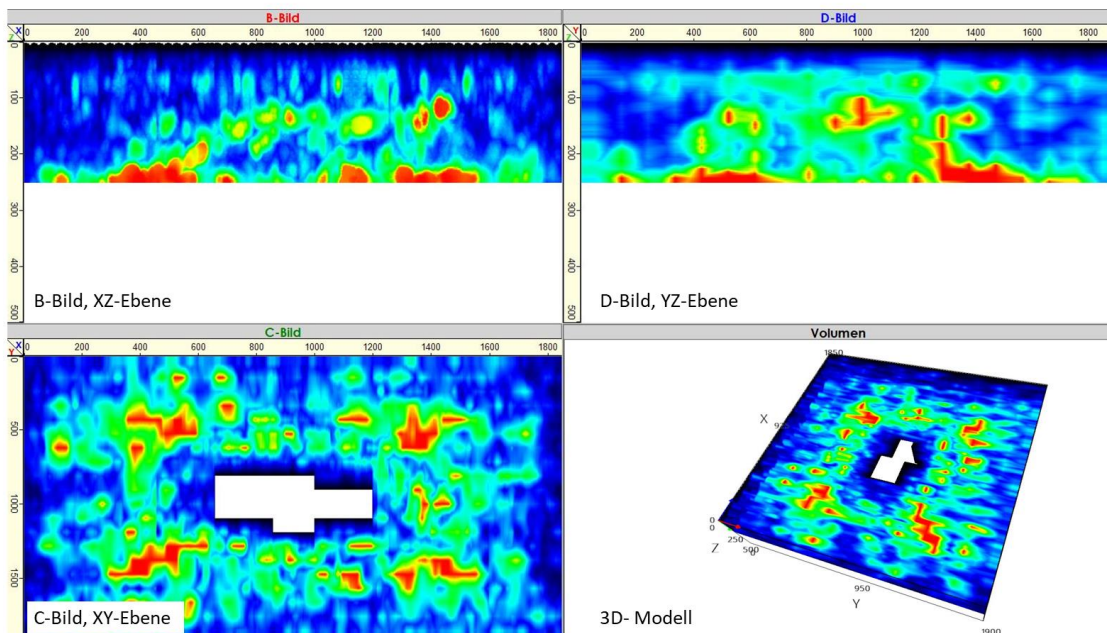
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-5



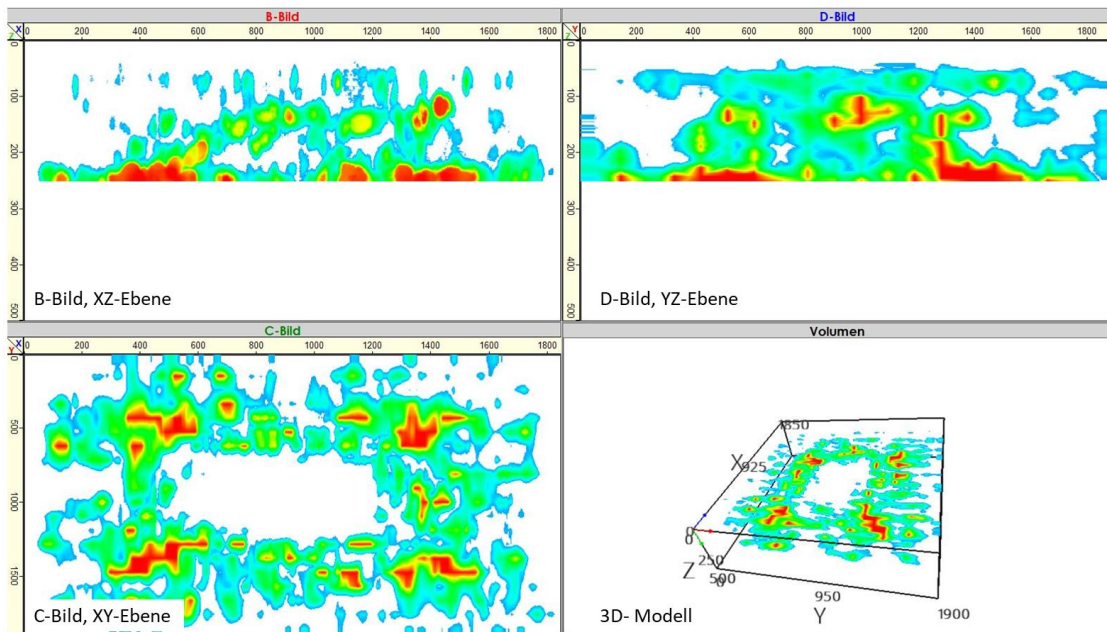
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-5 (Schadensverteilung)



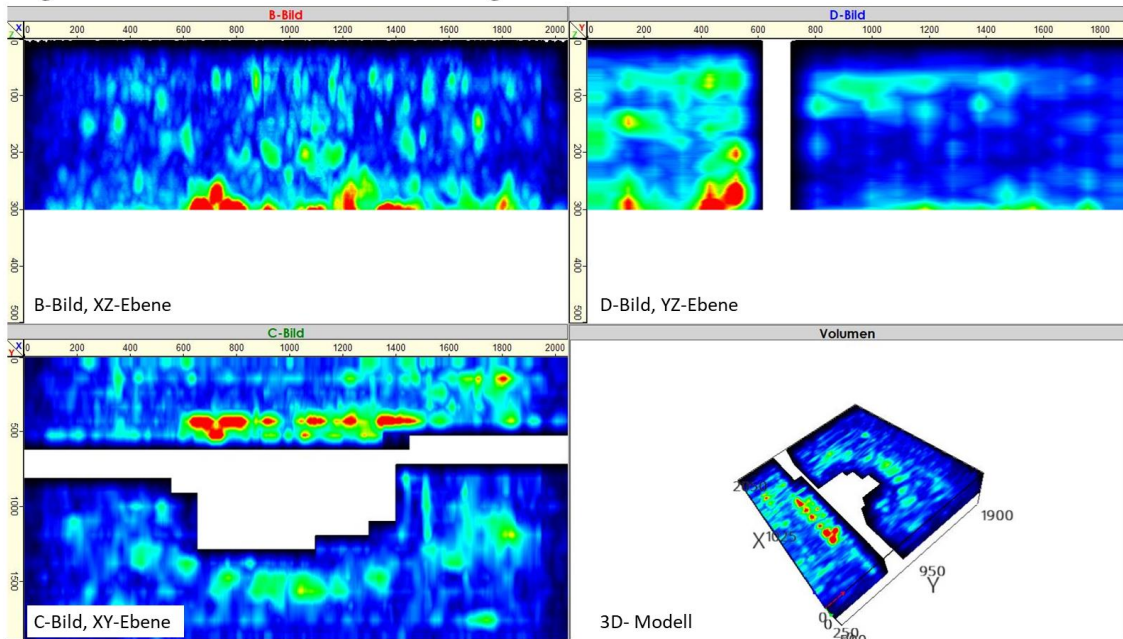
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-6



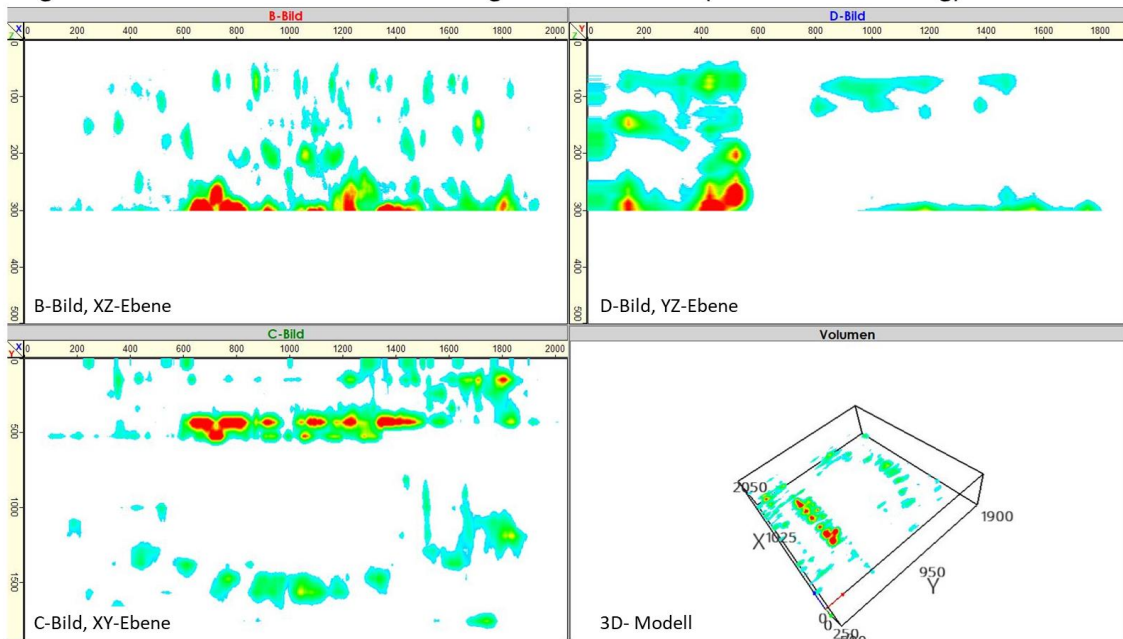
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-25-0-6 (Schadensverteilung)



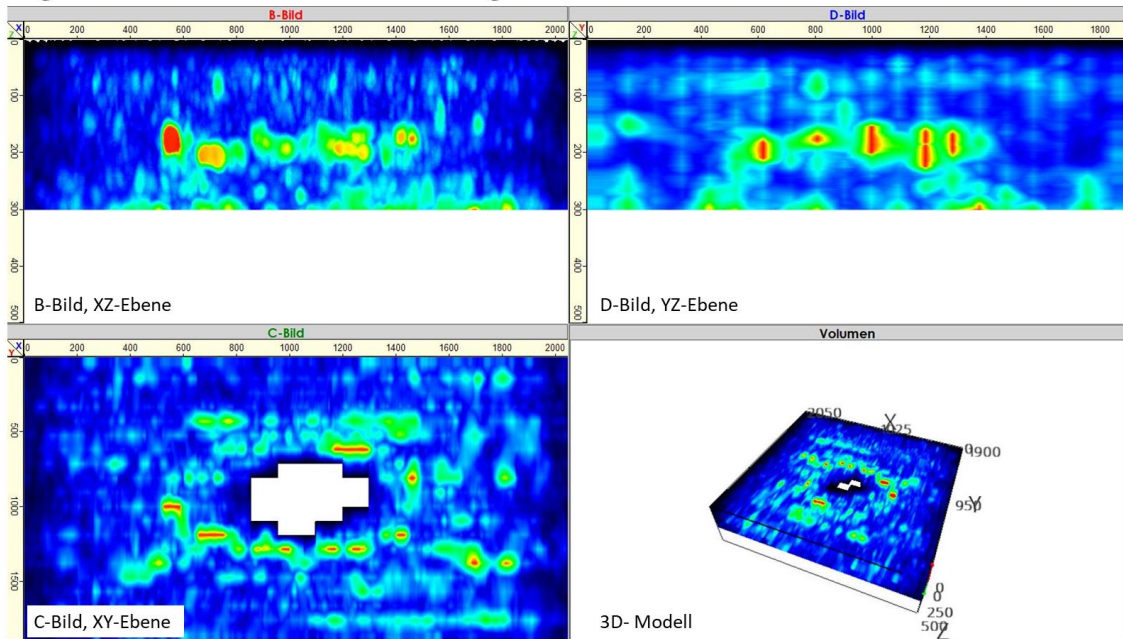
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-30-0-7



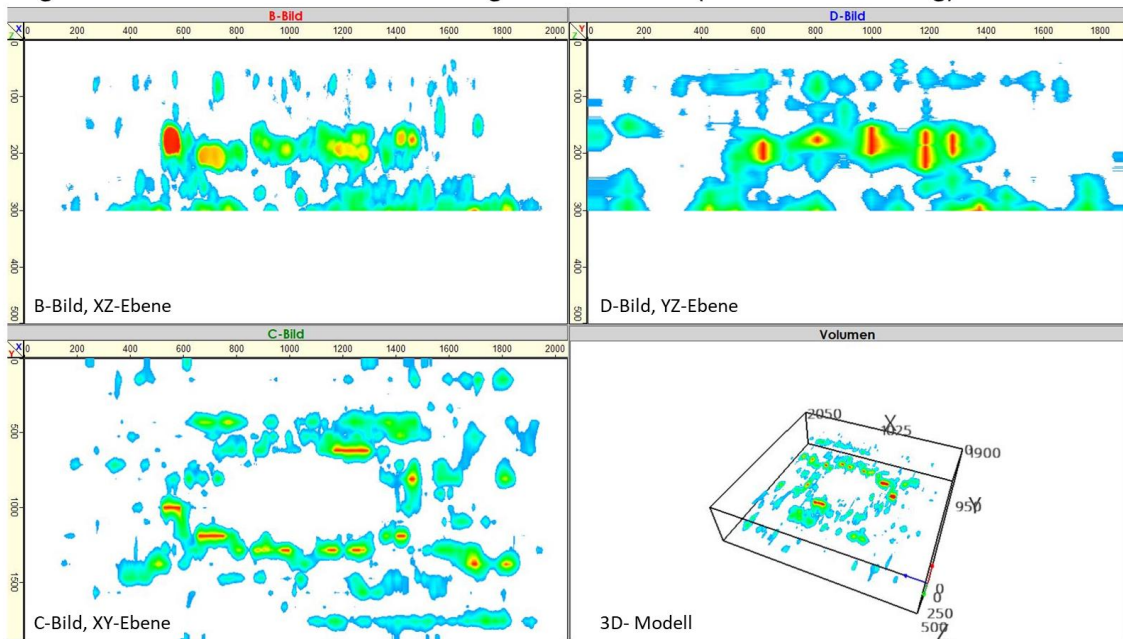
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-30-0-7 (Schadensverteilung)



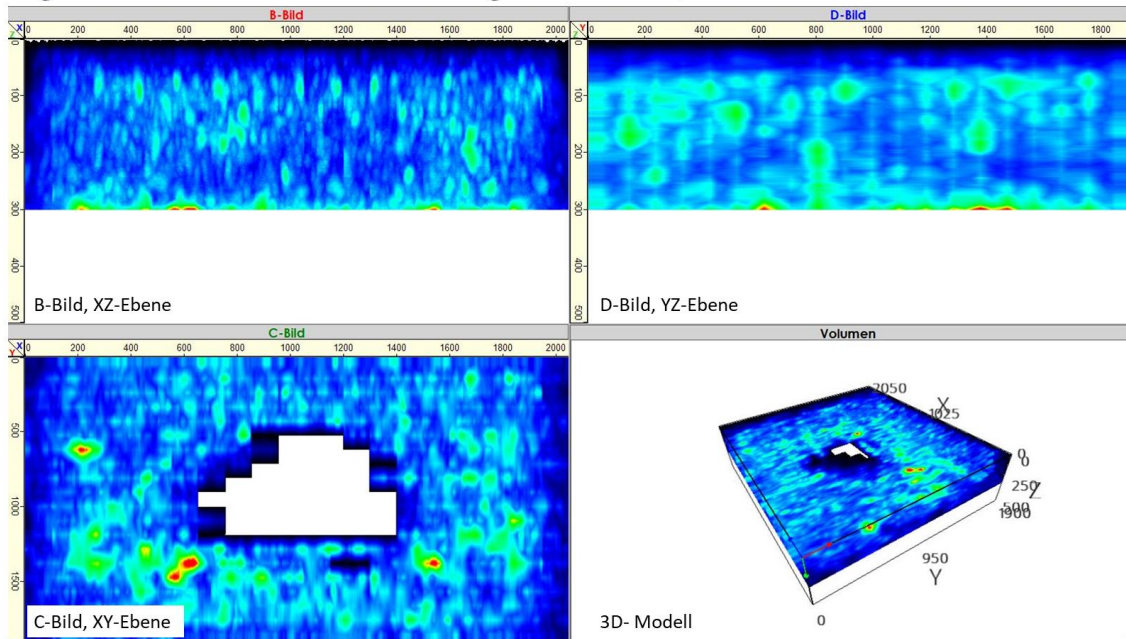
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-30-0-8



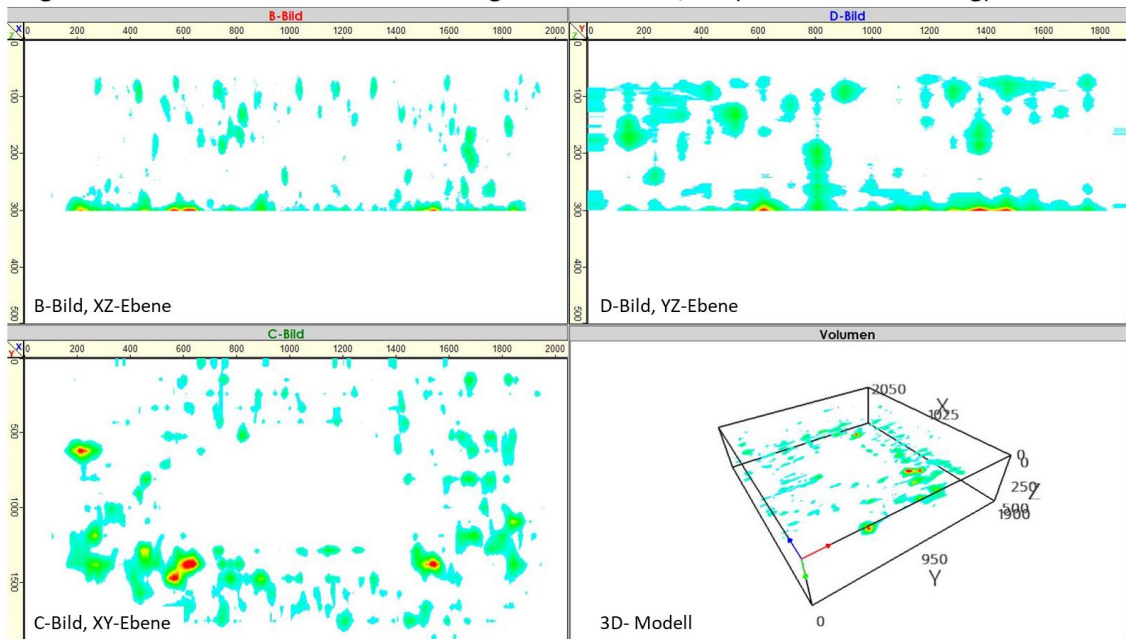
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S-30-0-8 (Schadensverteilung)



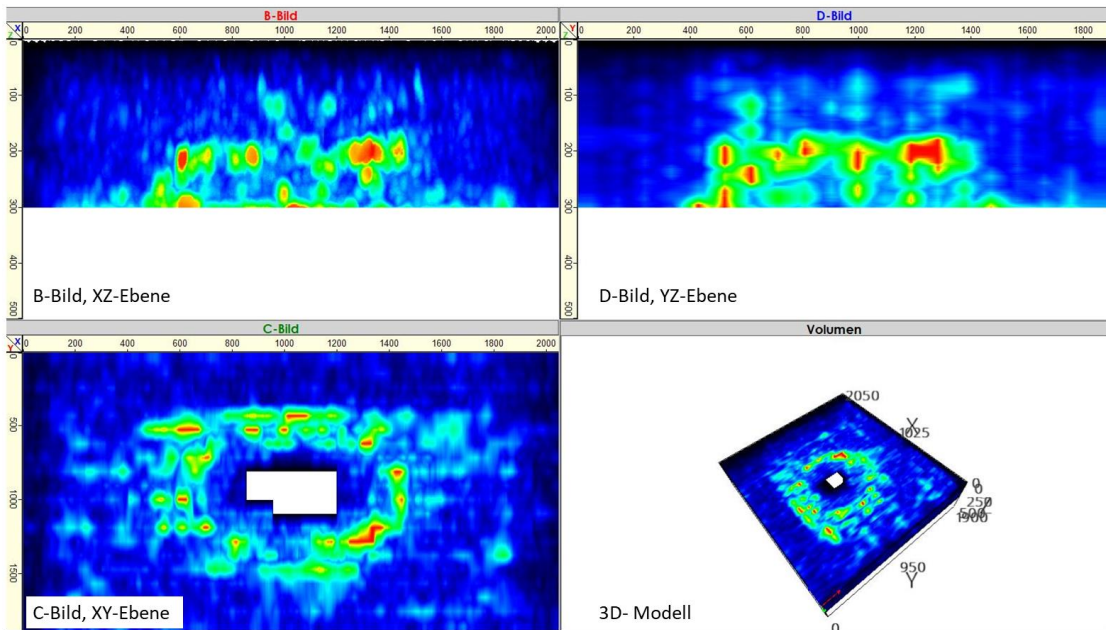
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-1



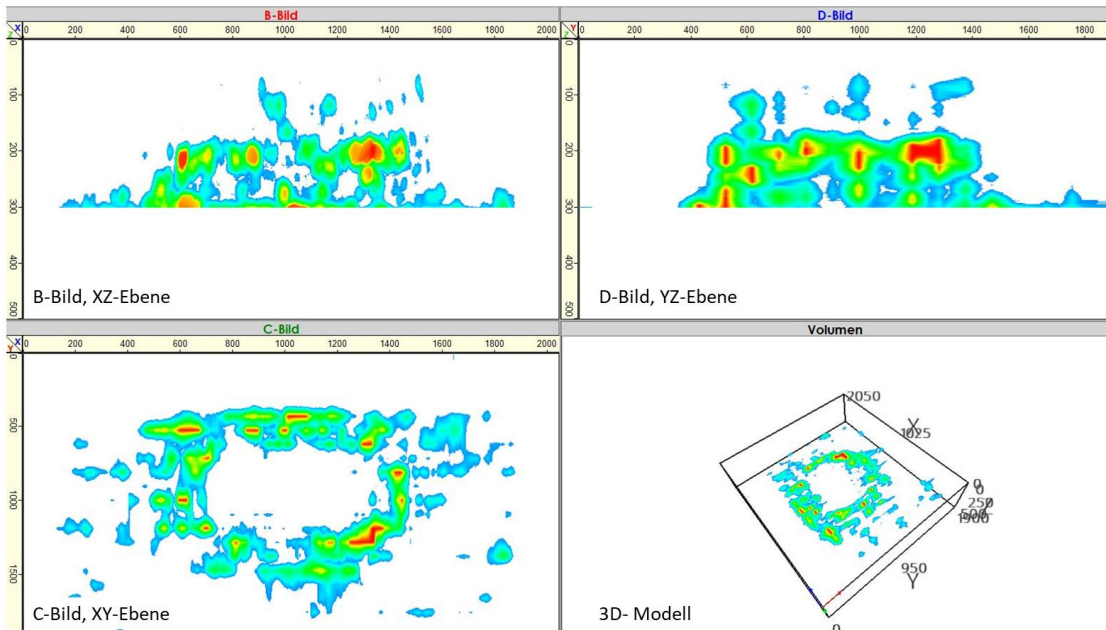
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-1 (Schadensverteilung)



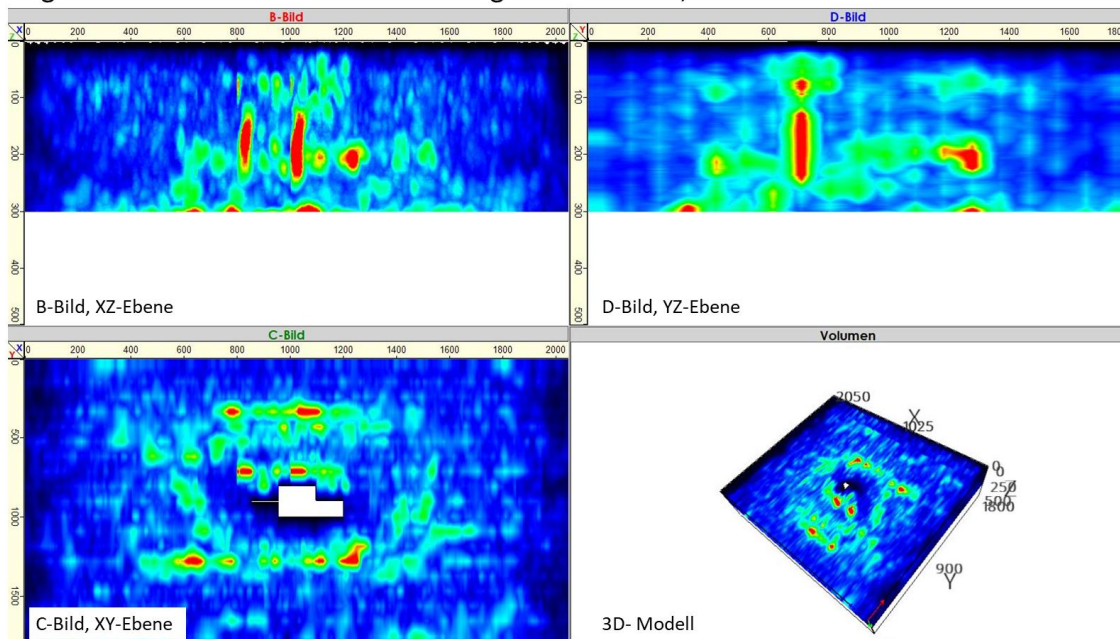
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-2



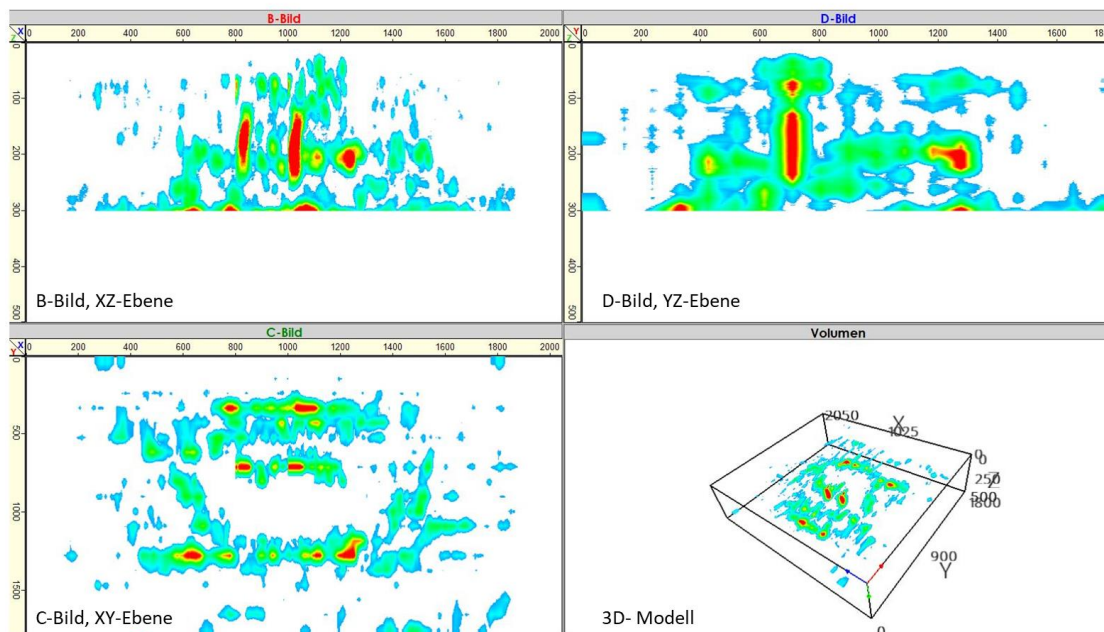
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-2 (Schadensverteilung)



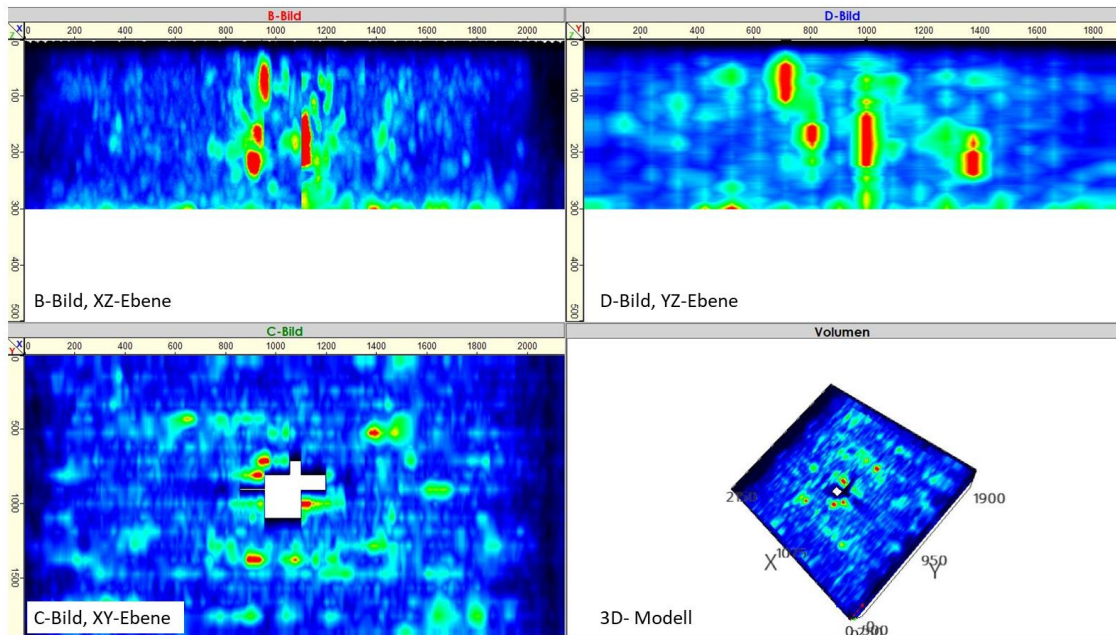
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-3



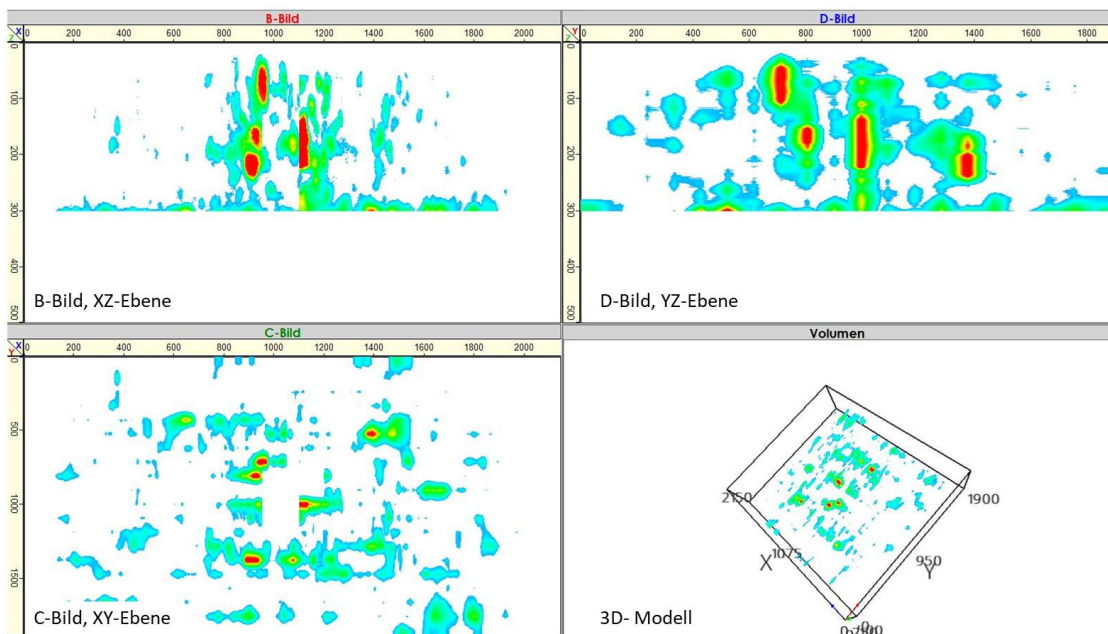
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-3 (Schadensverteilung)



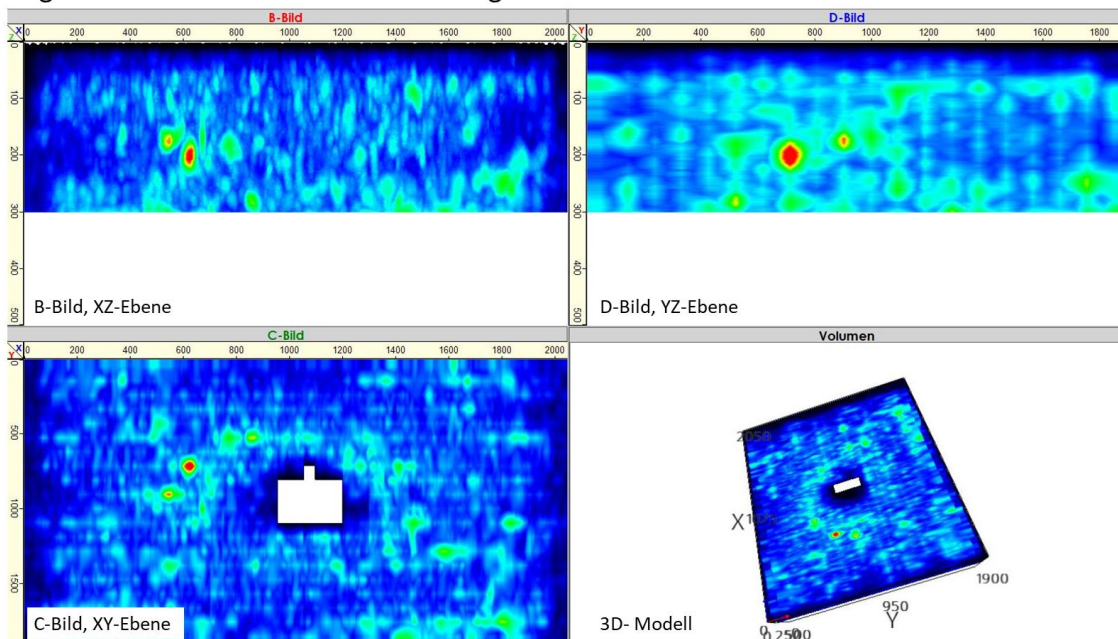
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-4



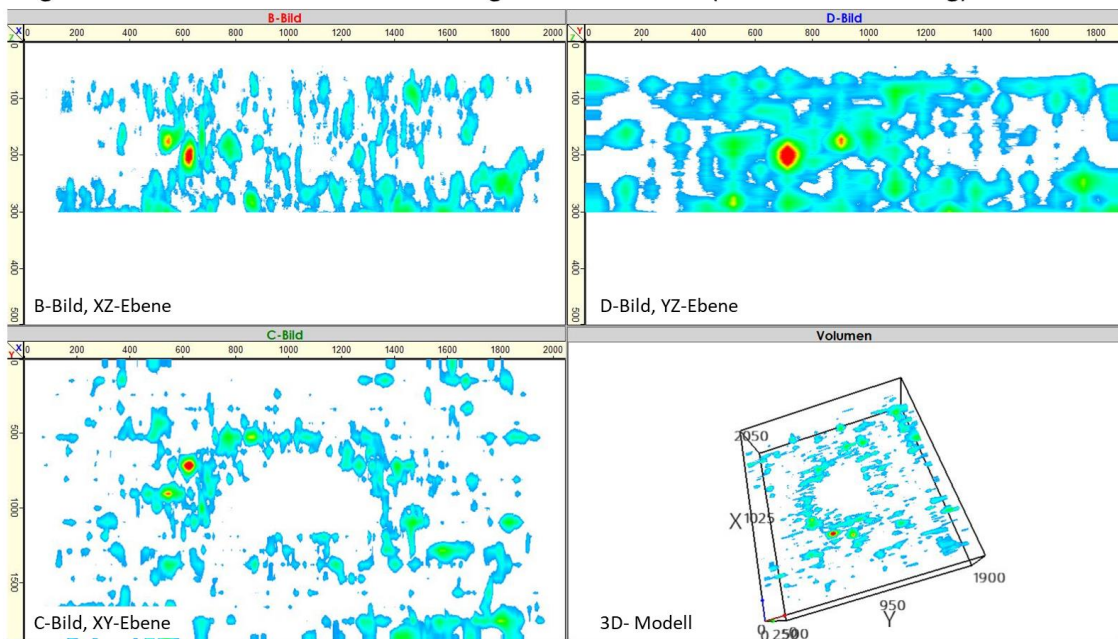
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-0,5-4 (Schadensverteilung)



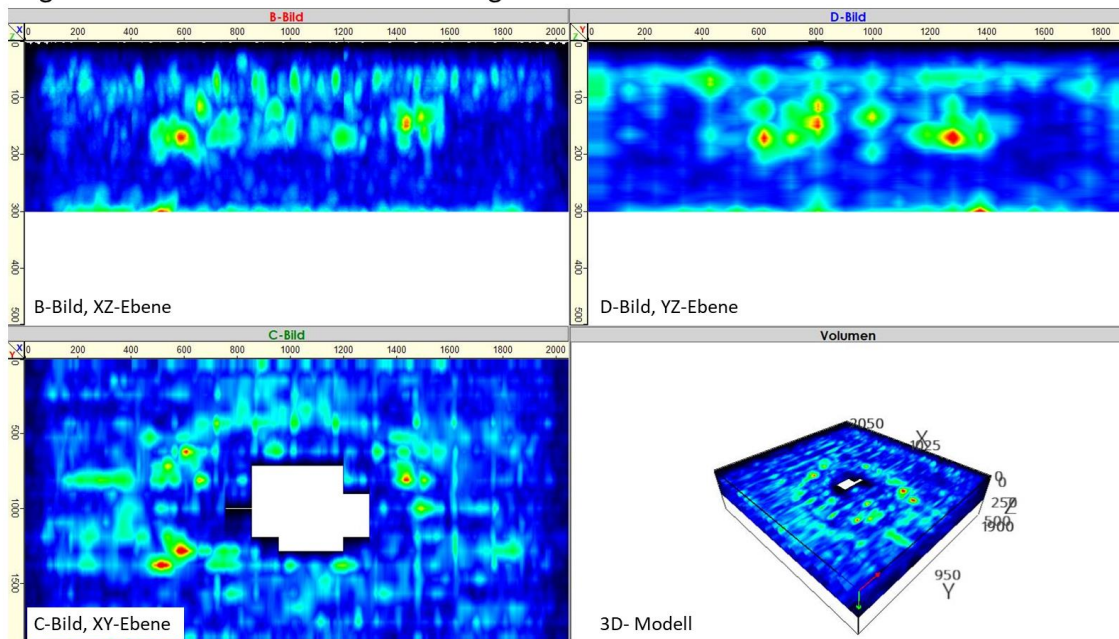
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-1



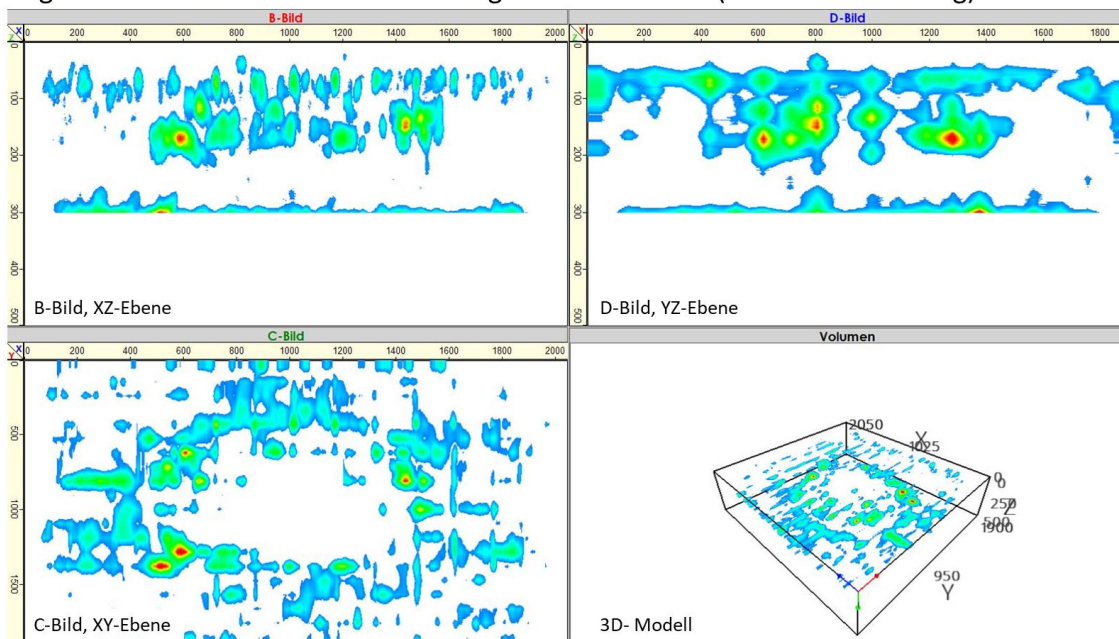
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-1 (Schadensverteilung)



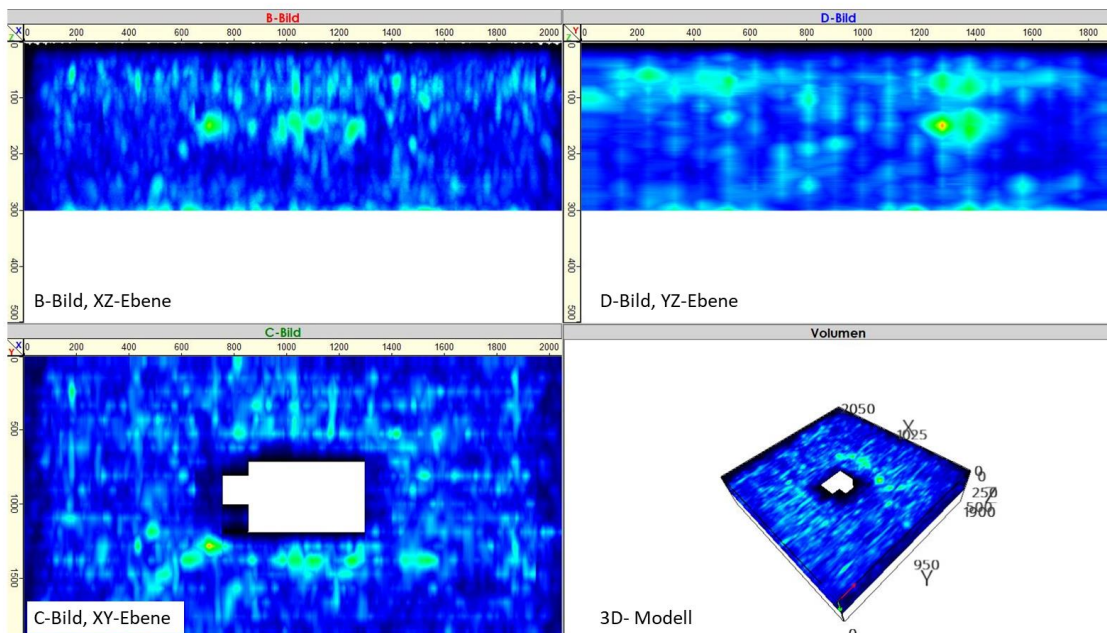
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-2



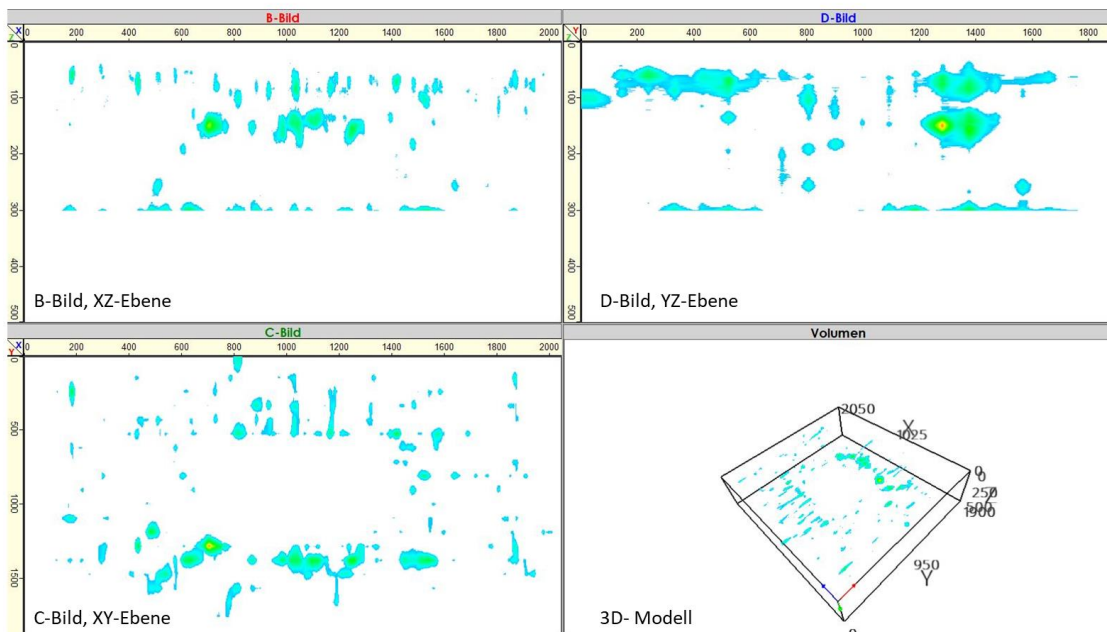
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-2 (Schadensverteilung)



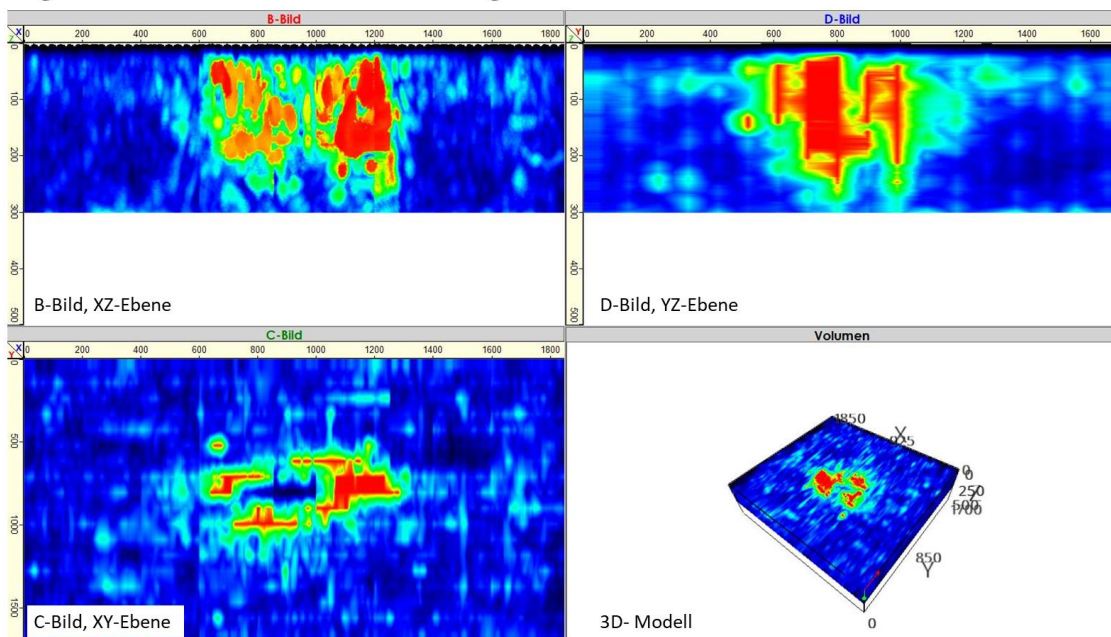
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-3



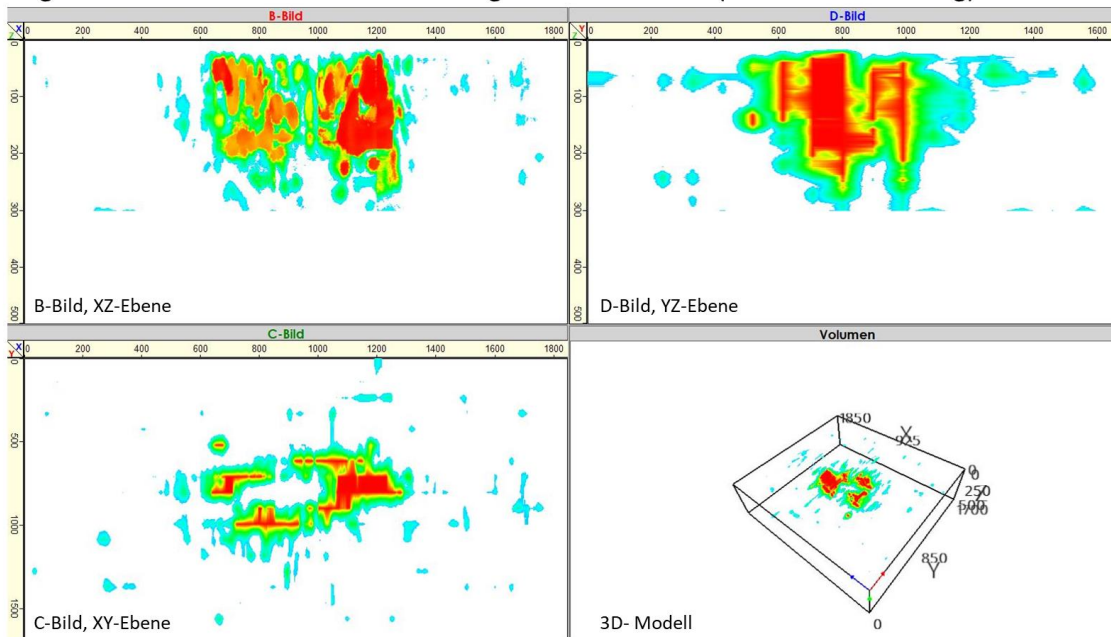
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-3 (Schadensverteilung)



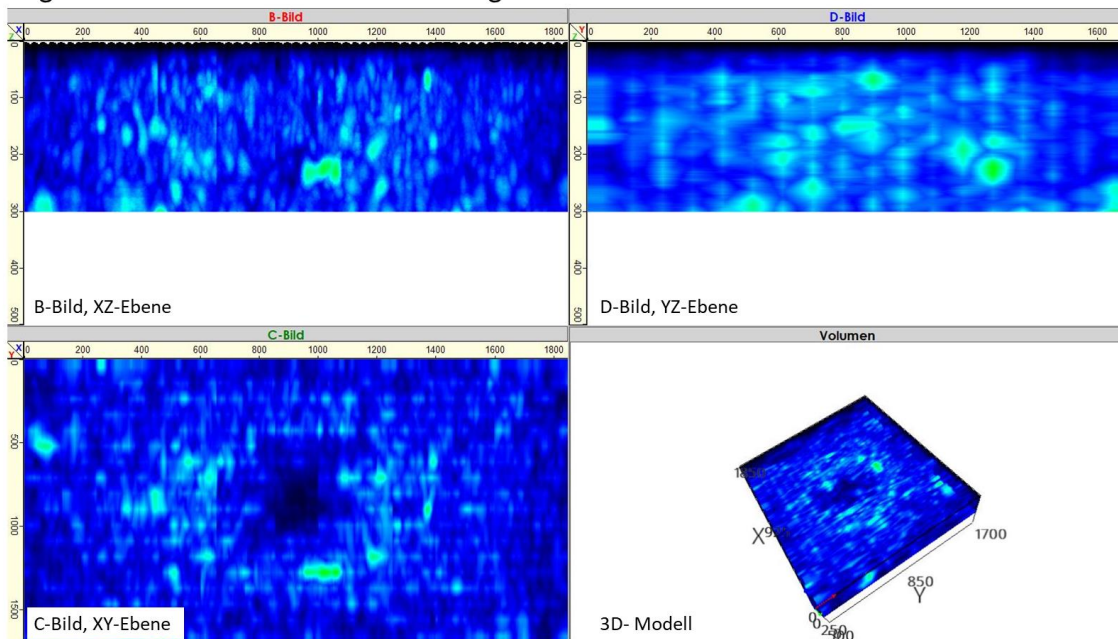
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-4



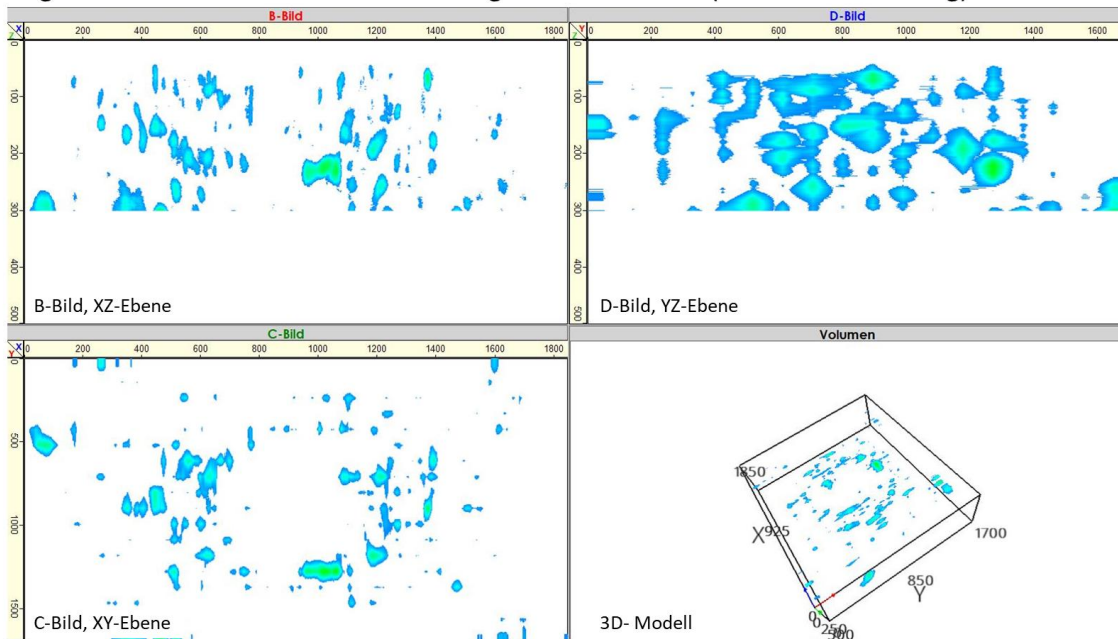
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-1-4 (Schadensverteilung)



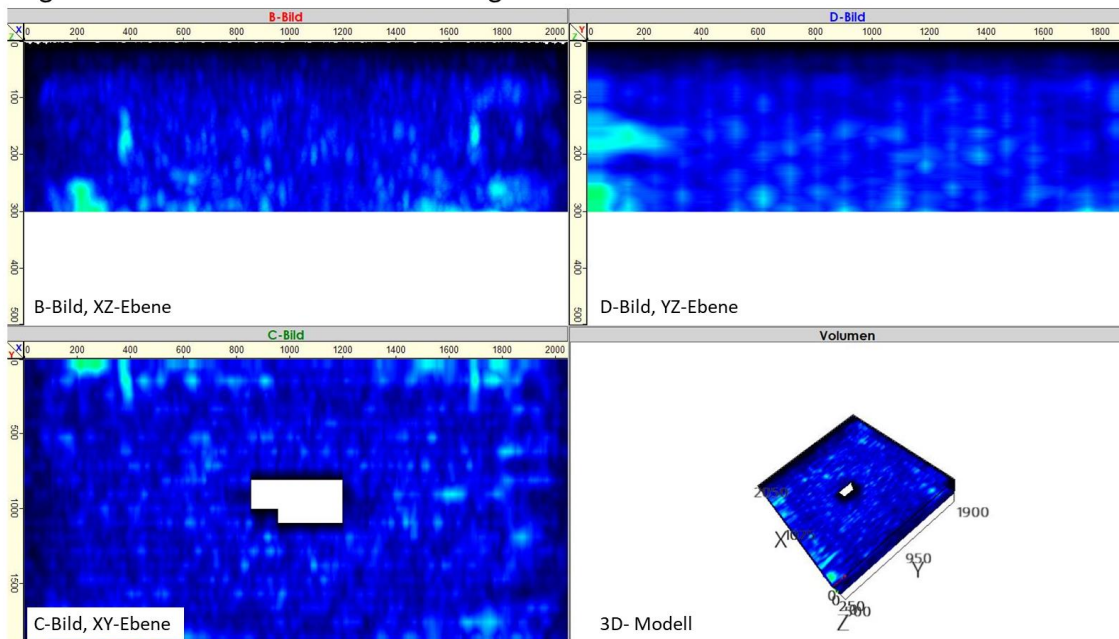
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-1



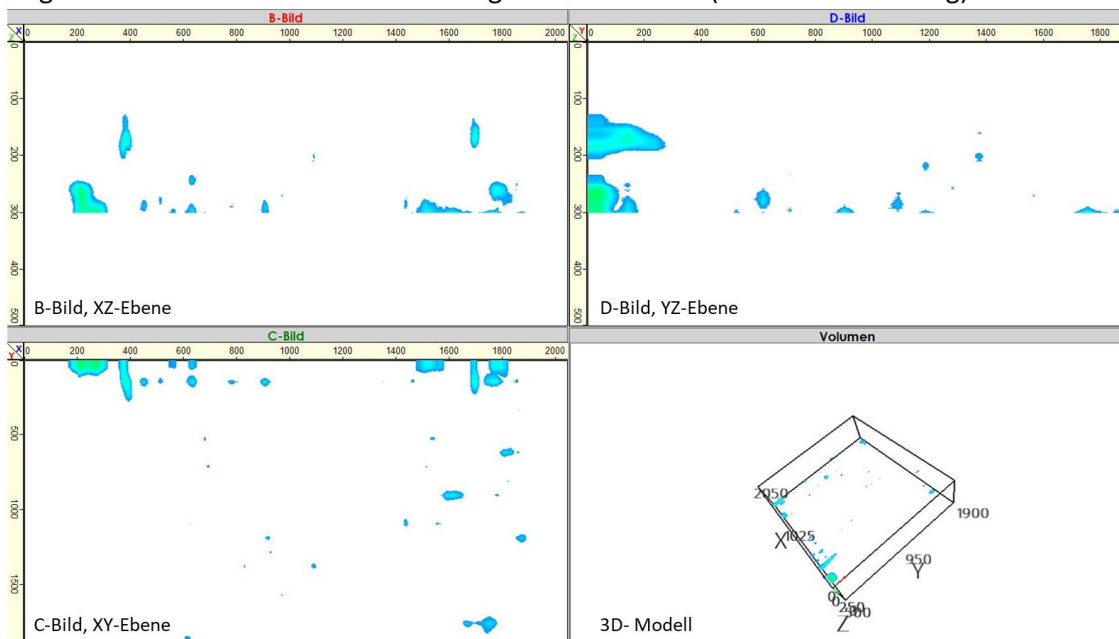
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-1 (Schadensverteilung)



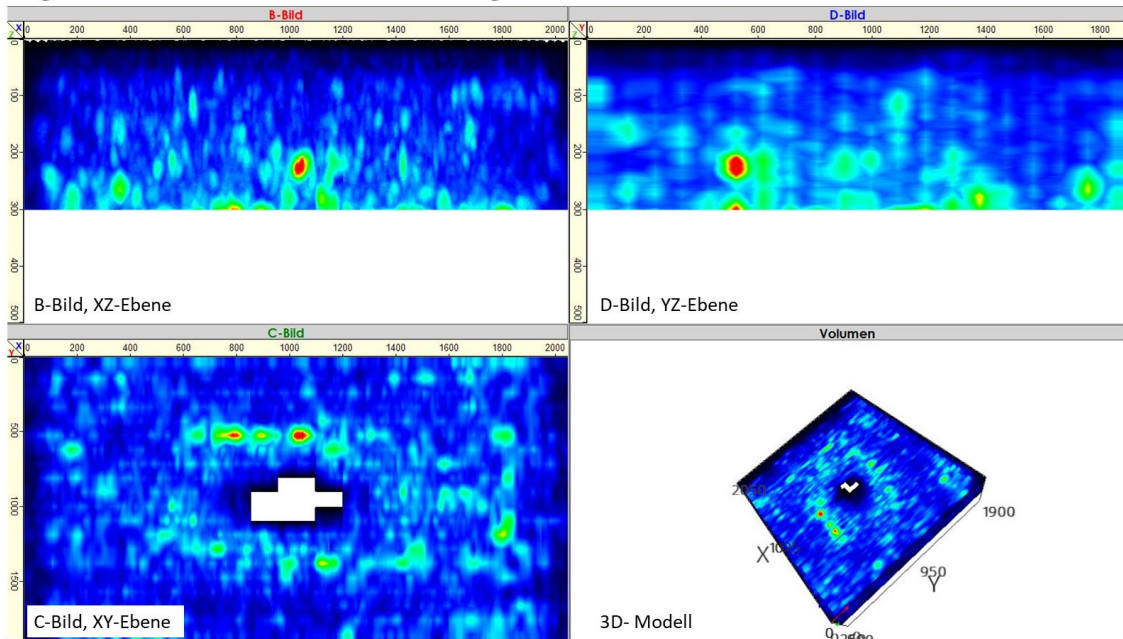
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-2



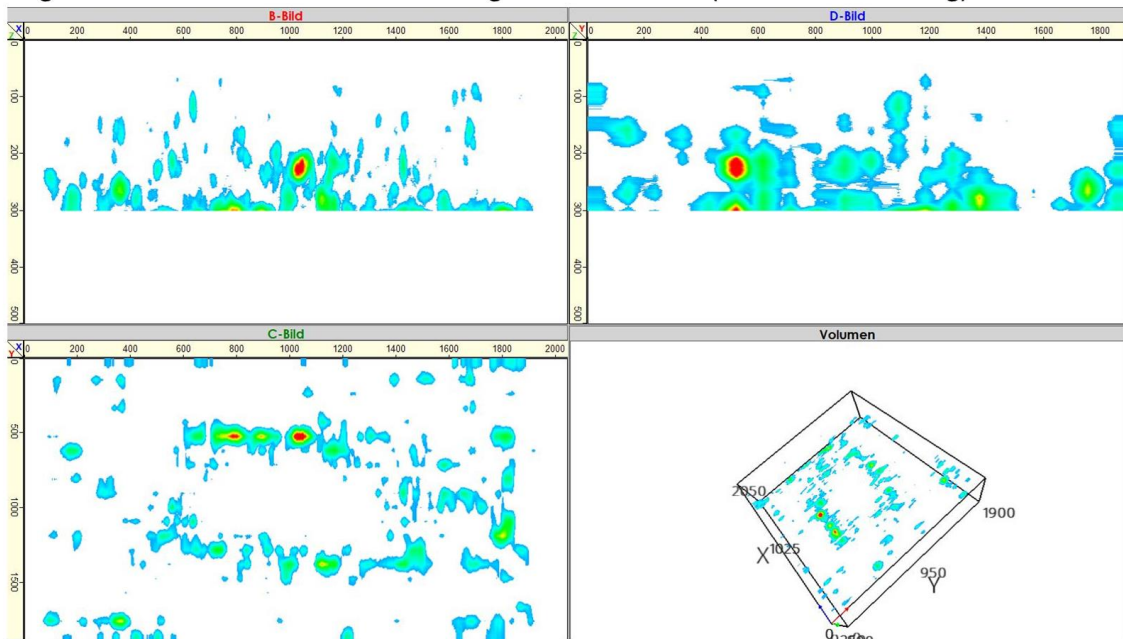
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-2 (Schadensverteilung)



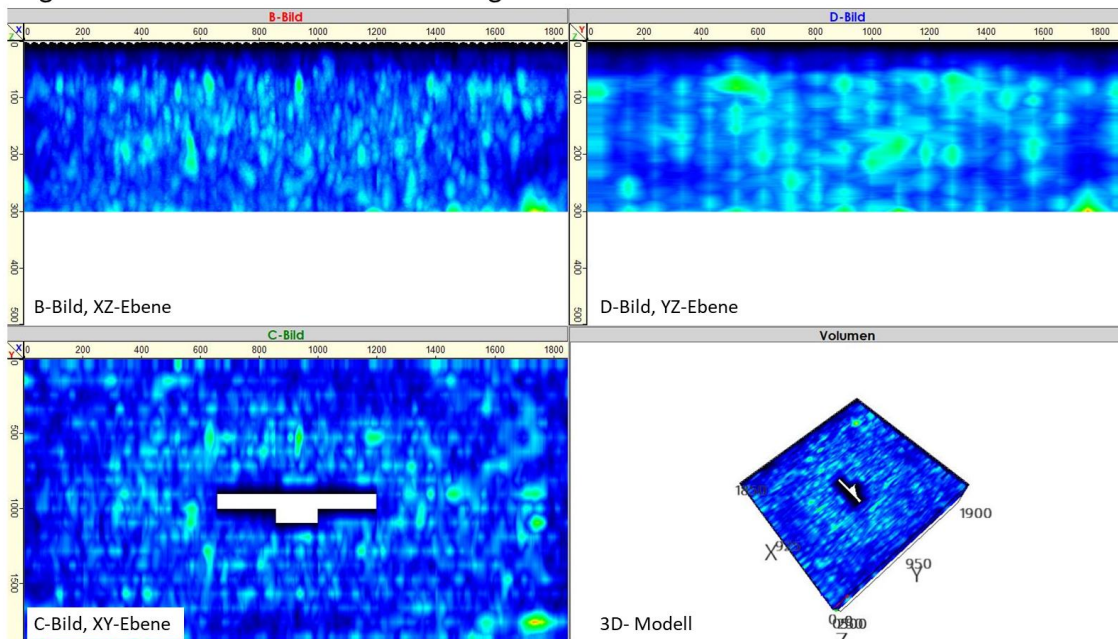
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-3



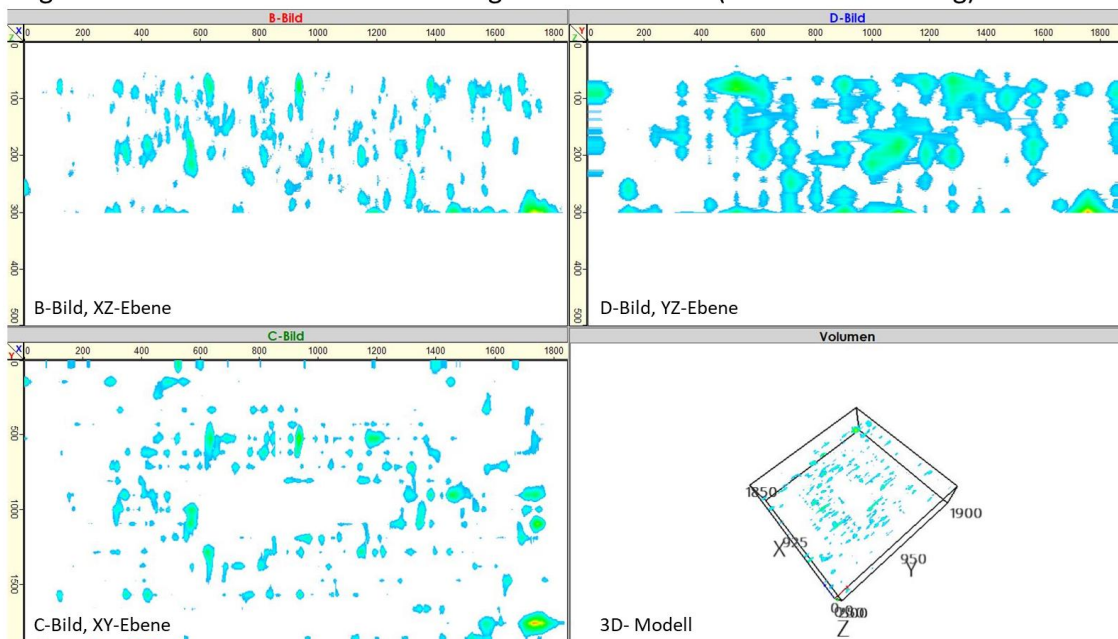
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-3 (Schadensverteilung)



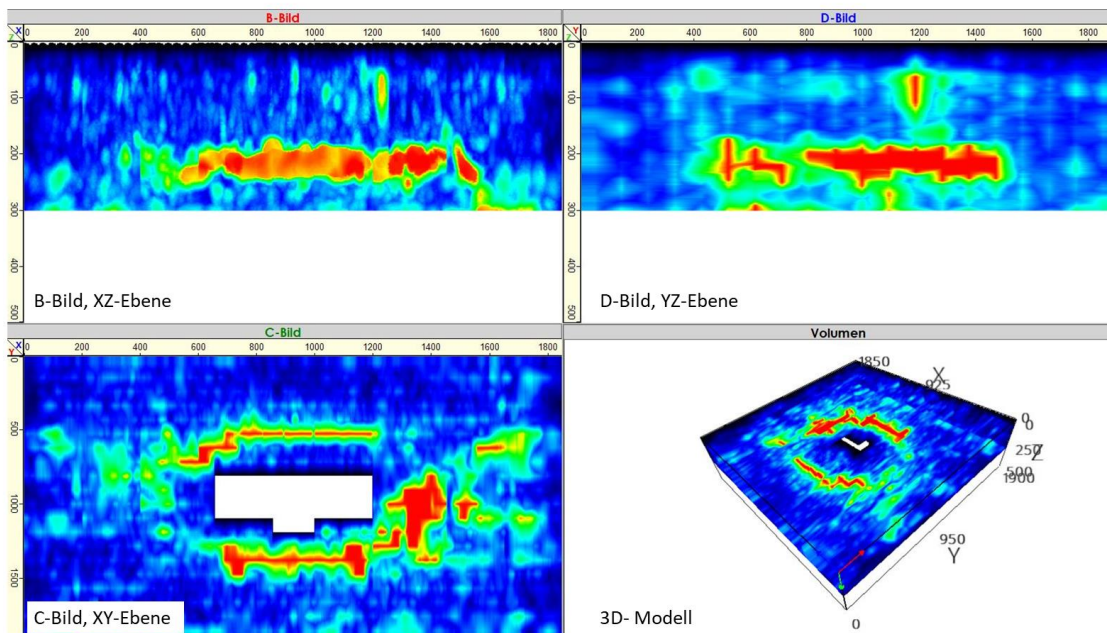
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-4



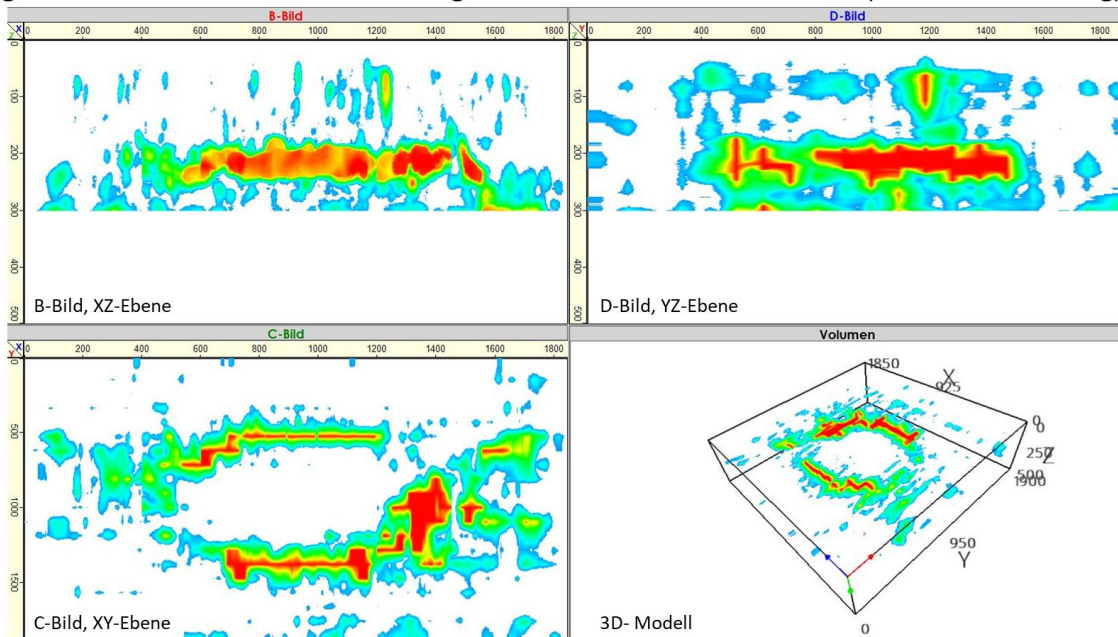
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte SF-30-2-4 (Schadensverteilung)



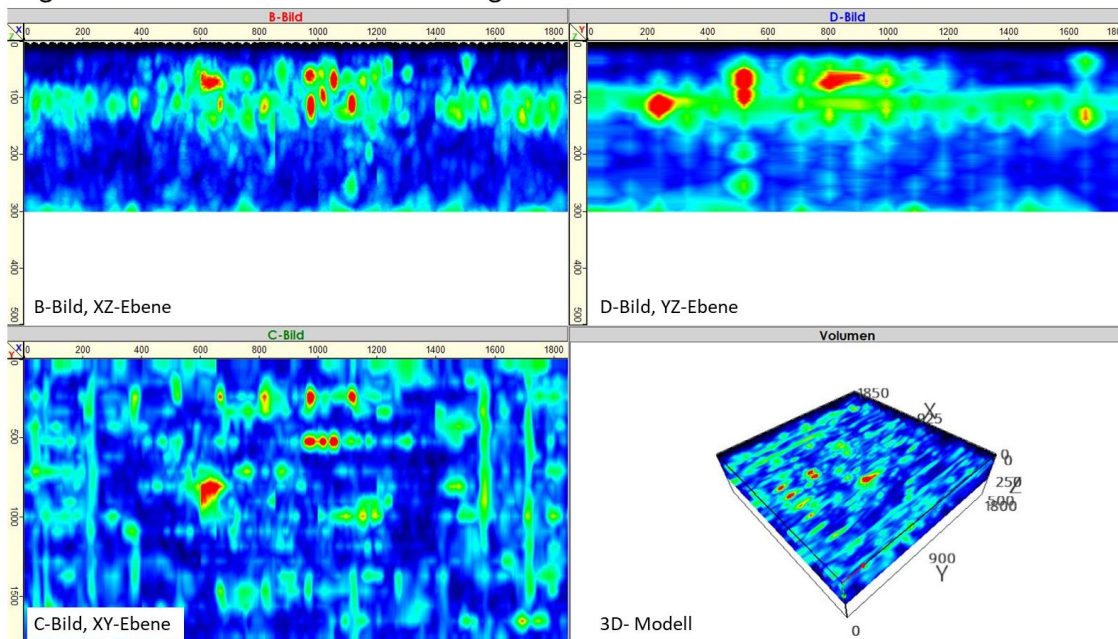
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-1 Belastungsseite



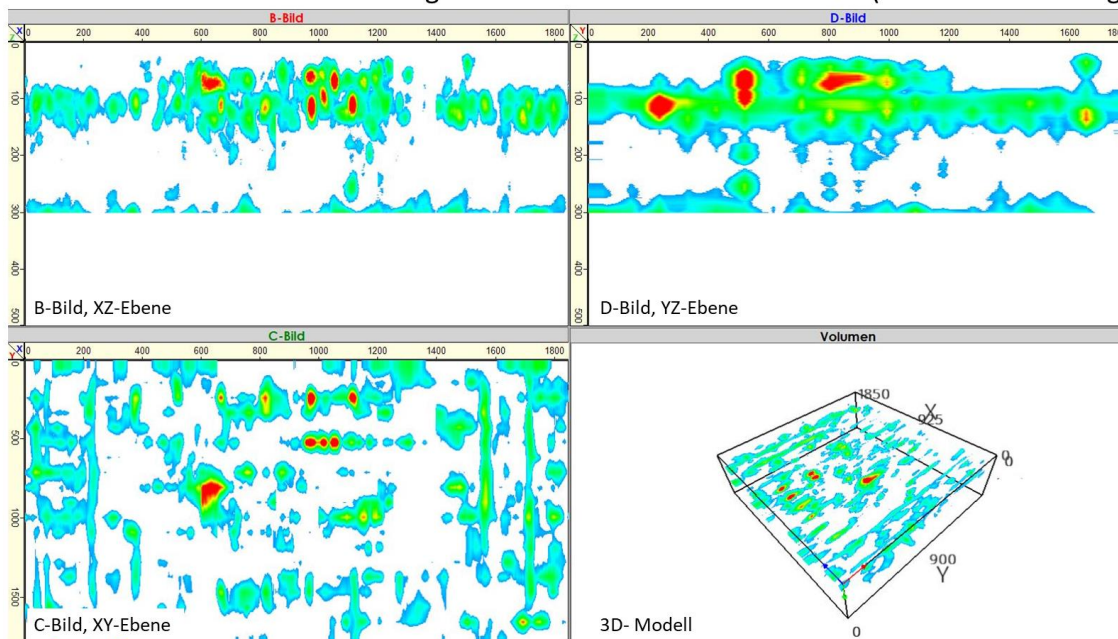
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-1 Lastseite (Schadensverteilung)



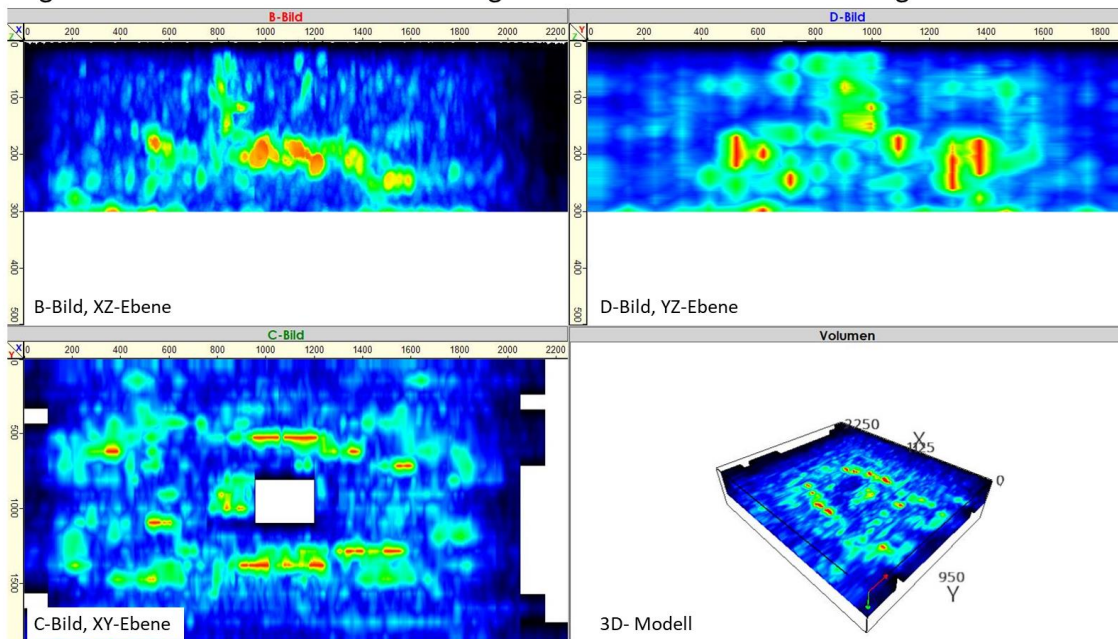
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-1 Schutzseite



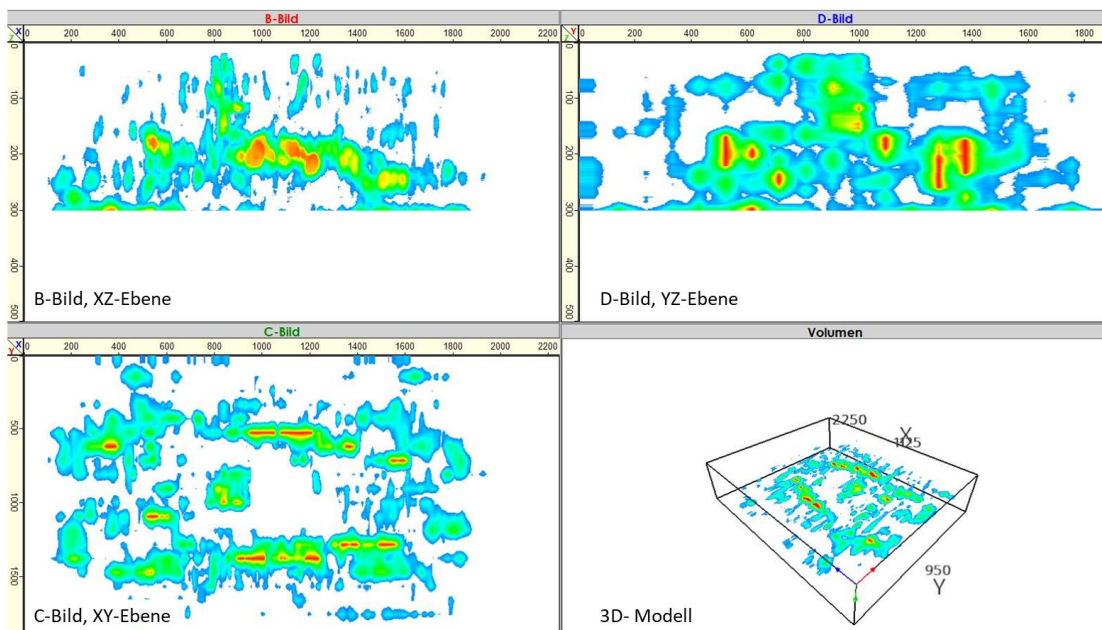
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-1 Schutzseite (Schadensverteilung)



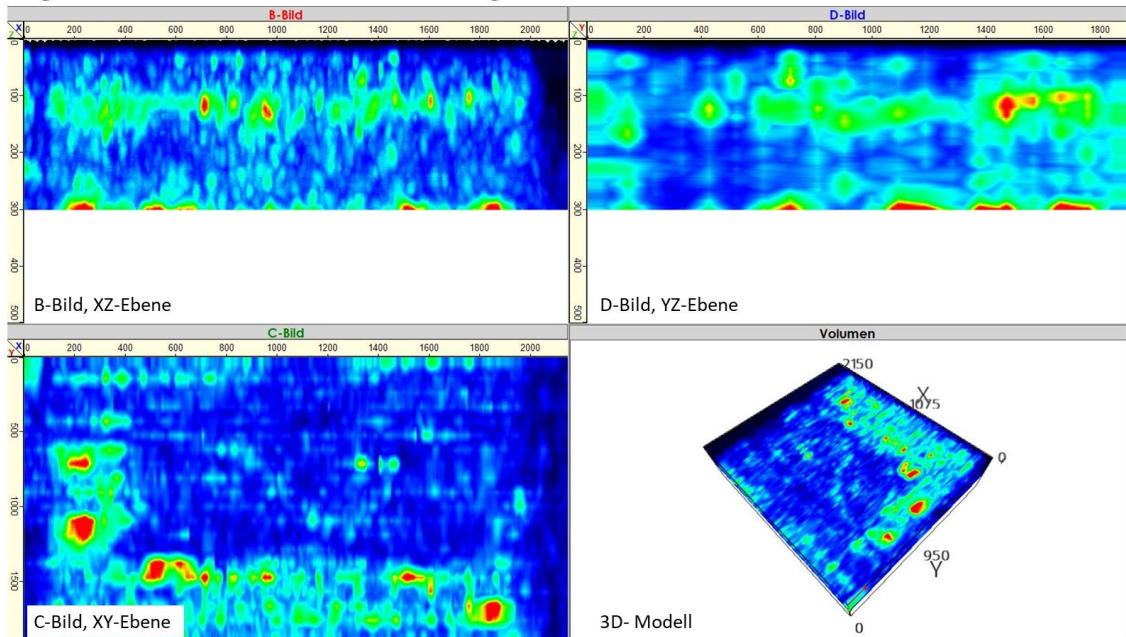
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-2 Belastungsseite



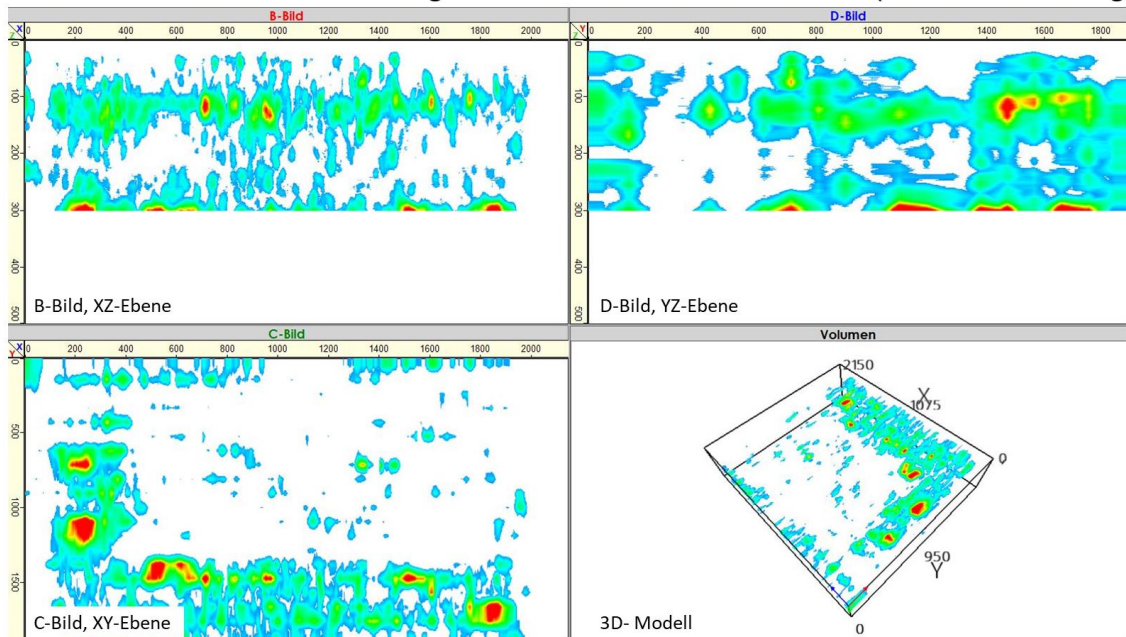
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-2 Lastseite (Schadensverteilung)



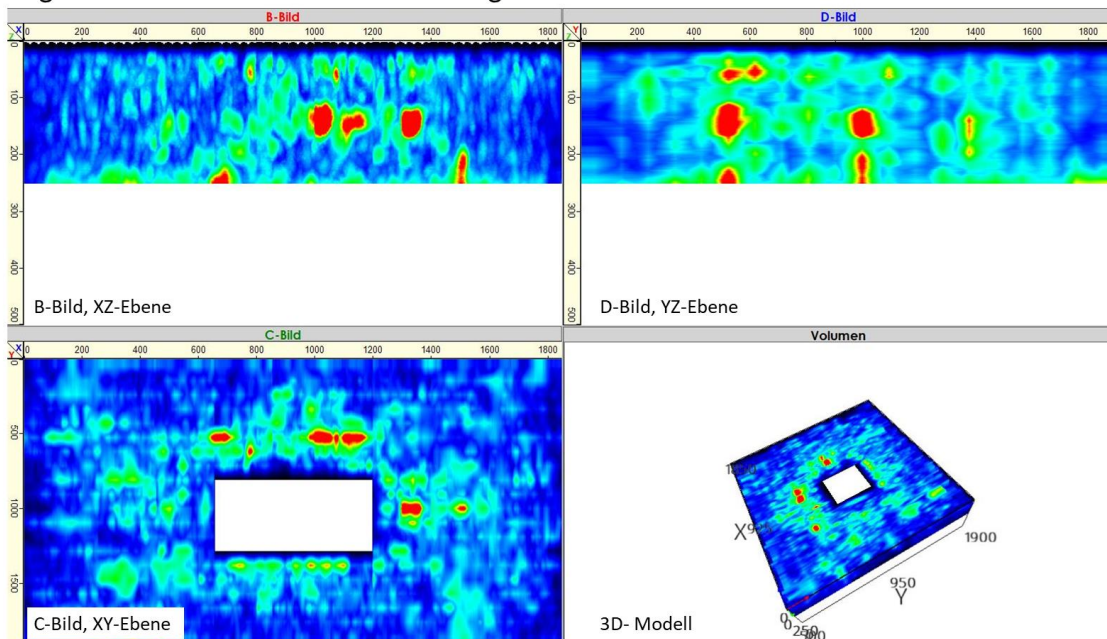
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-2 Schutzseite



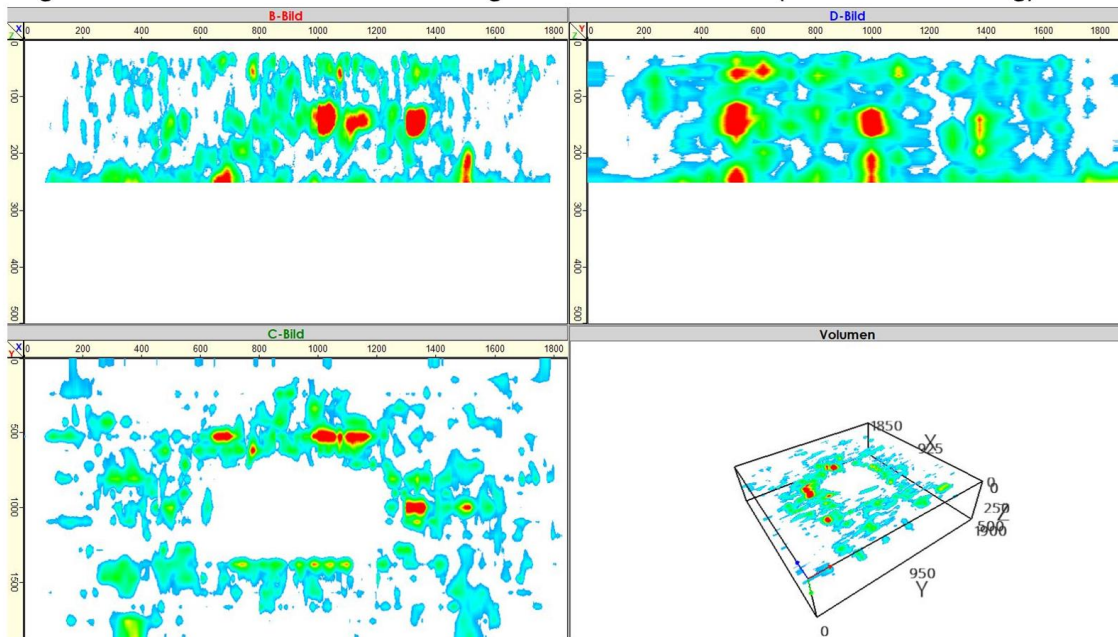
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+SF-25-5-0-2-2 Schutzseite (Schadensverteilung)



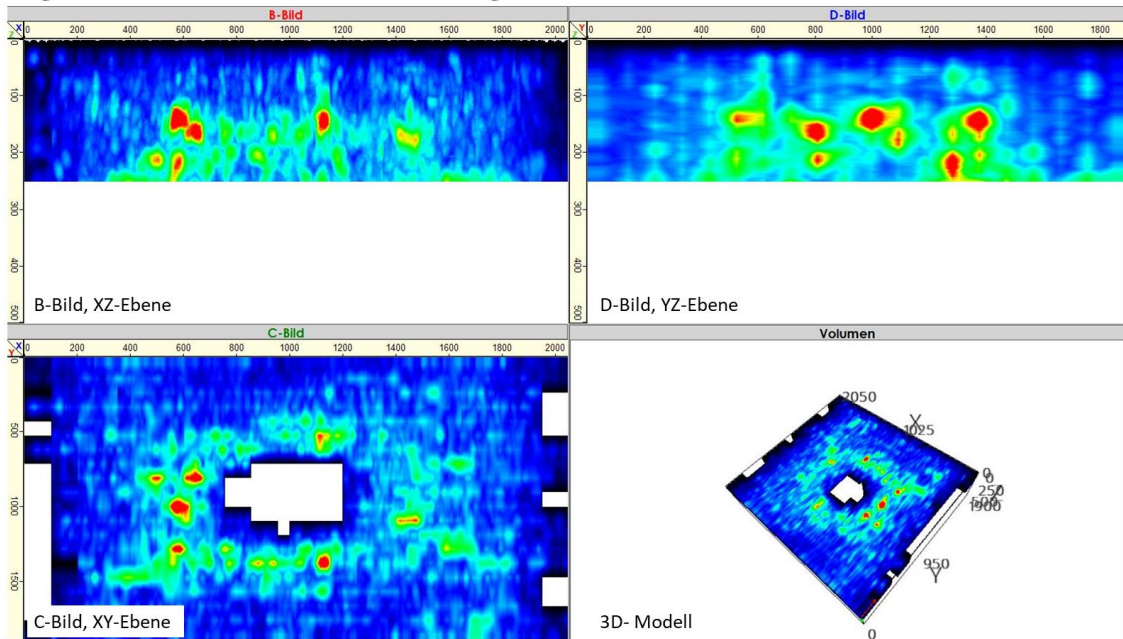
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+D-25-5-0-x-1



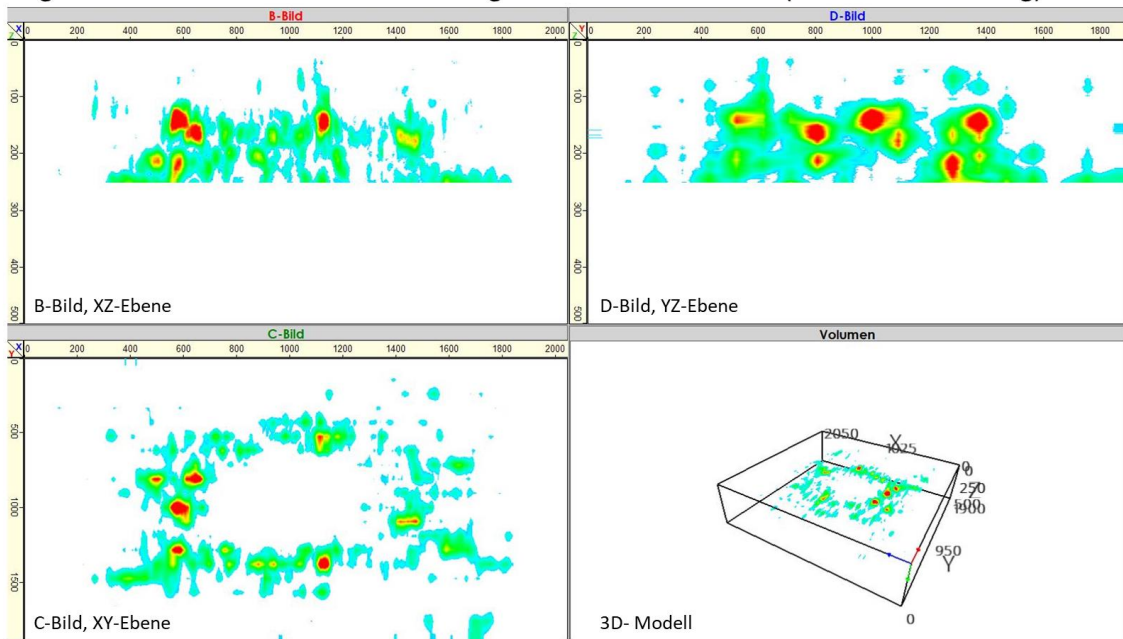
Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+D-25-5-0-x-1 (Schadensverteilung)




Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+D-25-5-0-x-2



Ergebnisse der Ultraschalluntersuchung Platte S+D-25-5-0-x-2 (Schadensverteilung)

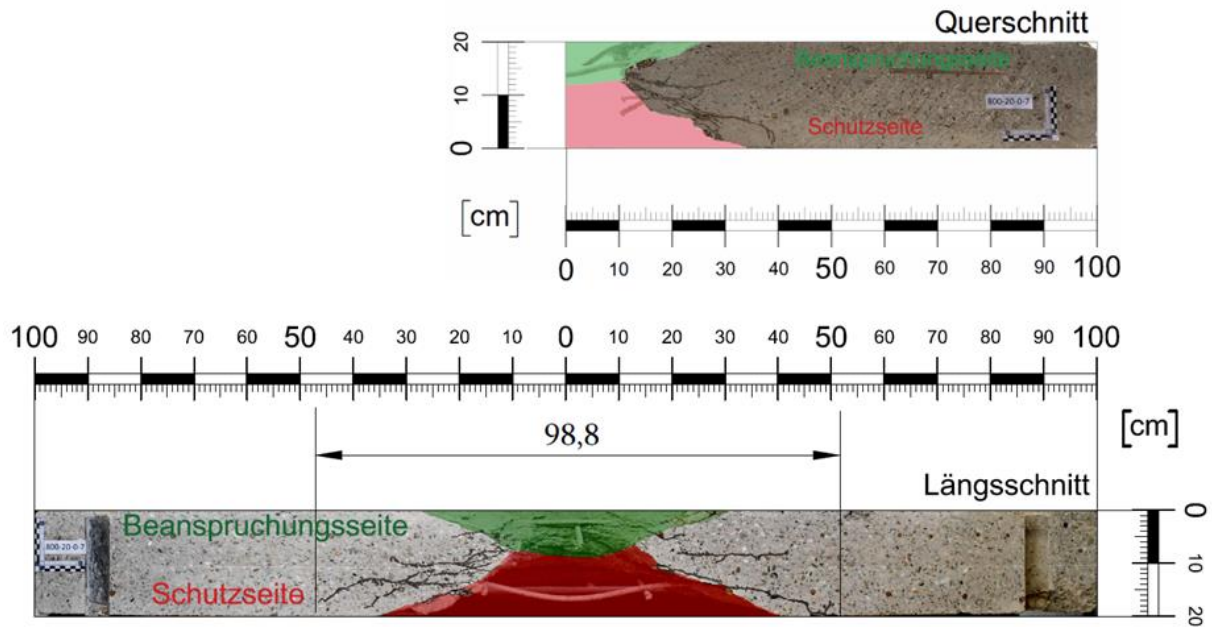


A.5 Zerstörende Prüfung der Platten

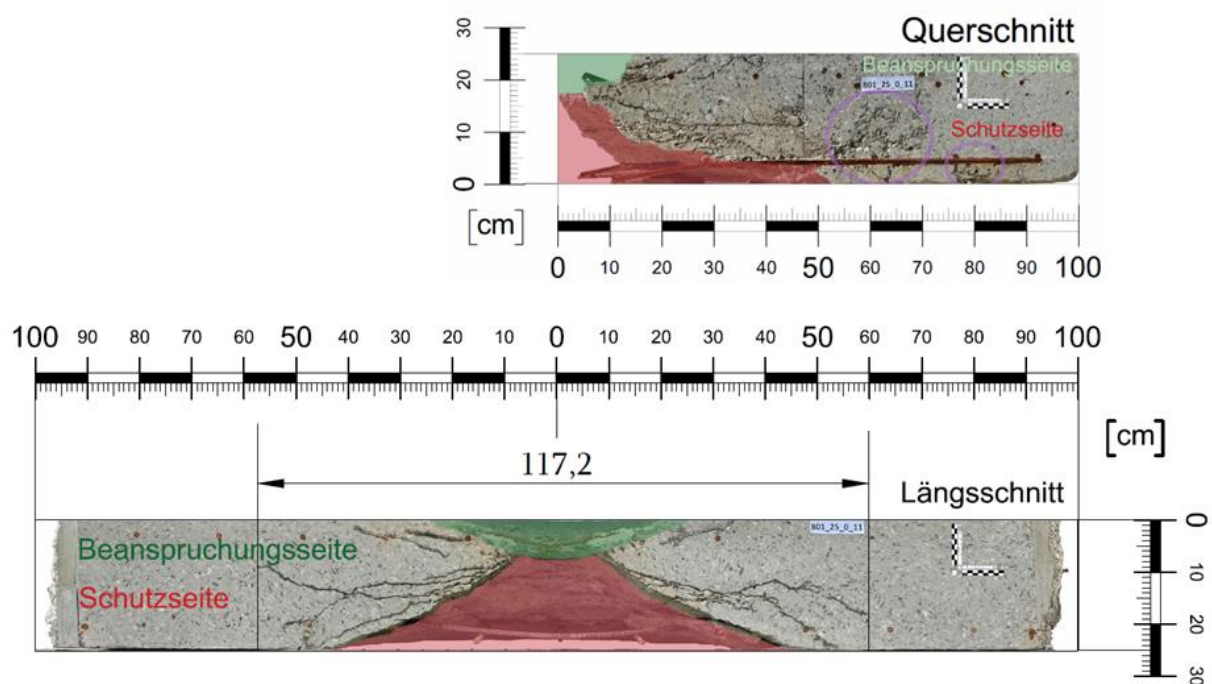
Ort Messungen:	Labor KI UniBw M  <i>Universität der Bundeswehr München</i> Institut für konstruktiven Ingenieurbau
Zerstörende Untersuchung:	Zersägen, Kernbohrungen
Messsystem:	Fotokamera
Datenanalyse:	AutoCAD
Anzahl der untersuchten Proben:	10 Platten

A.5.1 Plattenquerschnitte

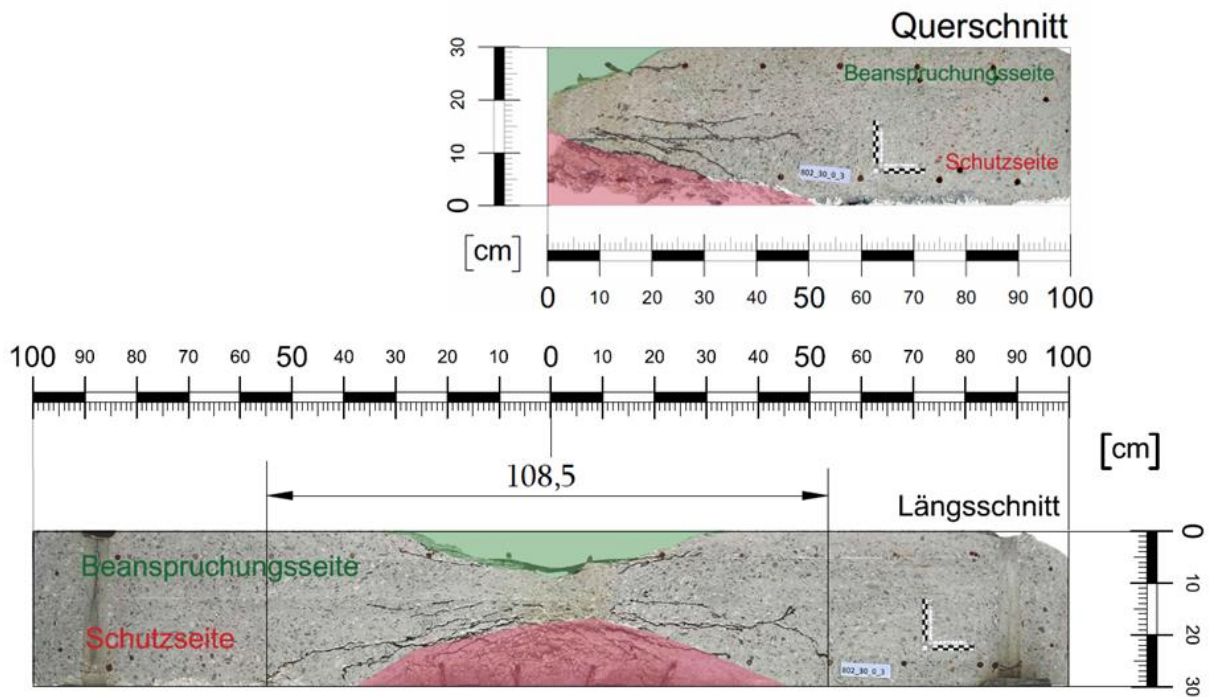
Platte S-20-0-3



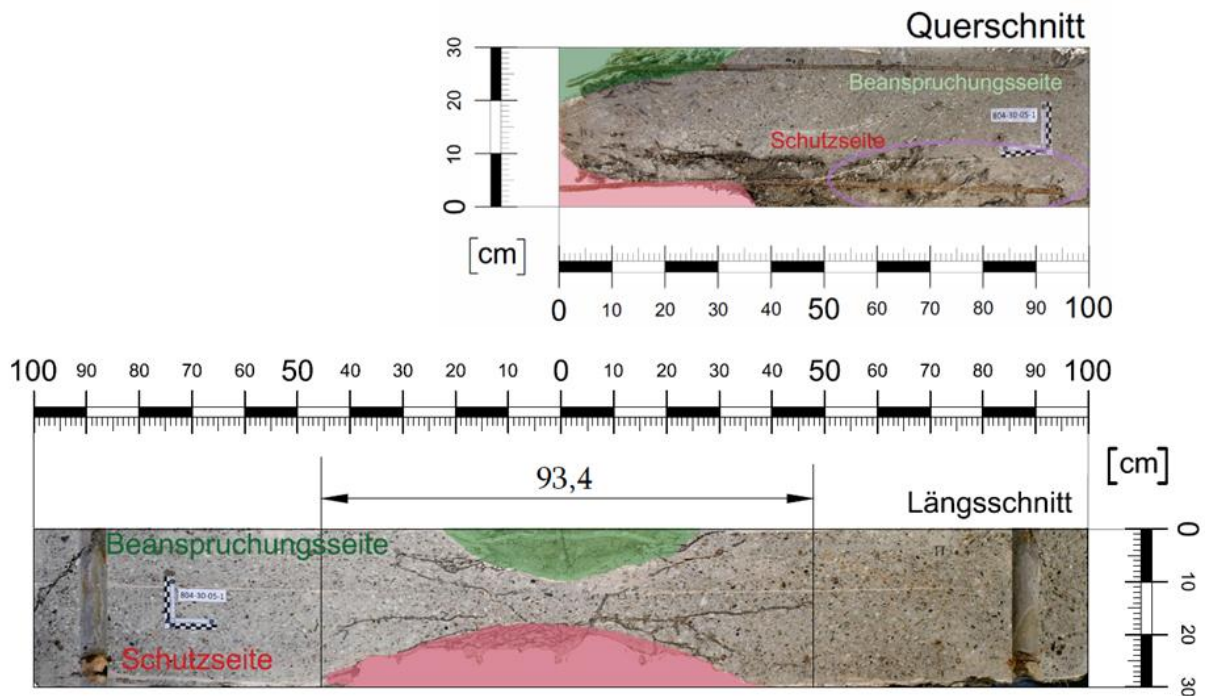
Platte S-25-0-6



Platte S-30-0-7

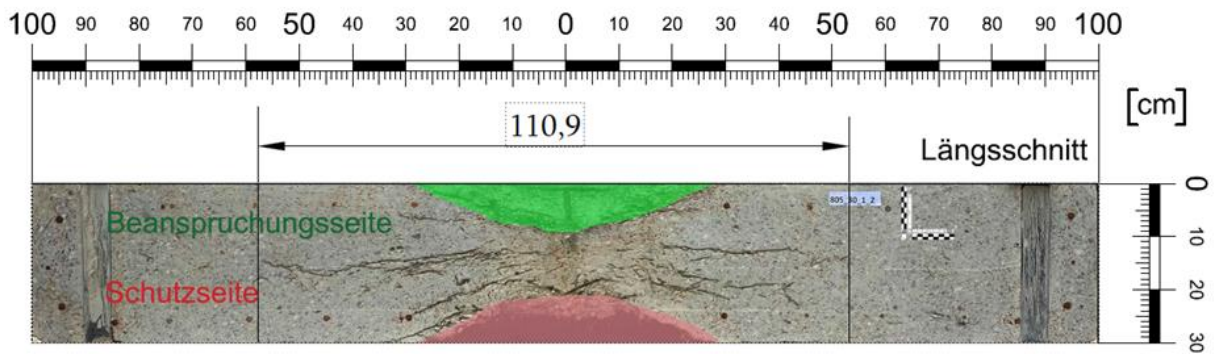
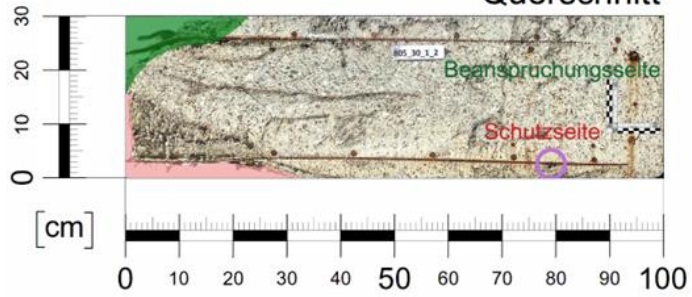


Platte SF-30-0,5-1



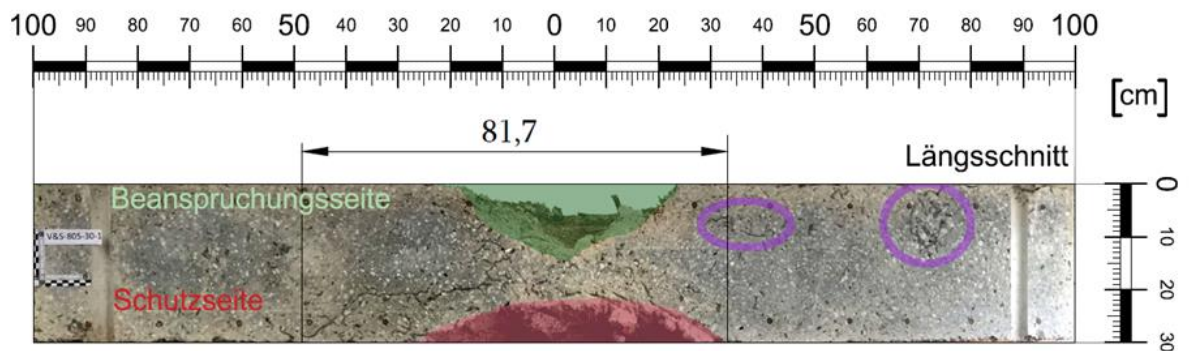
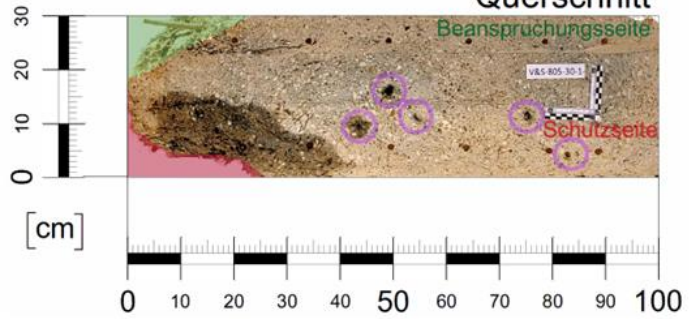
Platte SF-30-1-1

Querschnitt

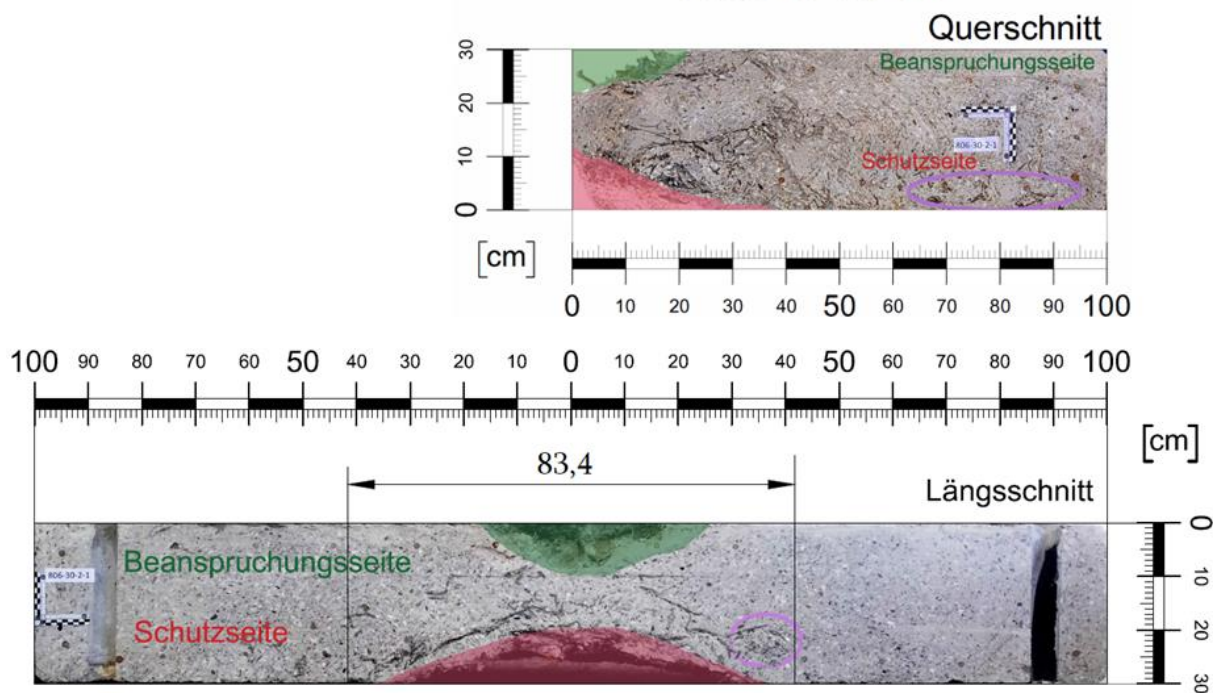


Platte SF-30-1-4

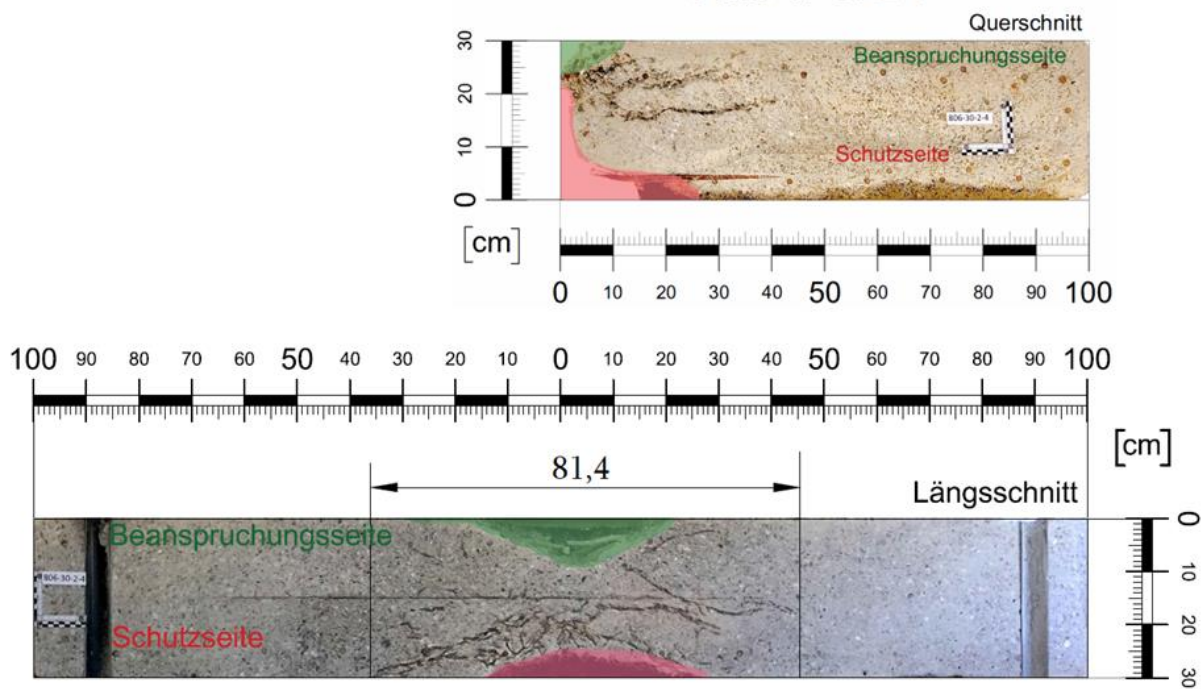
Querschnitt



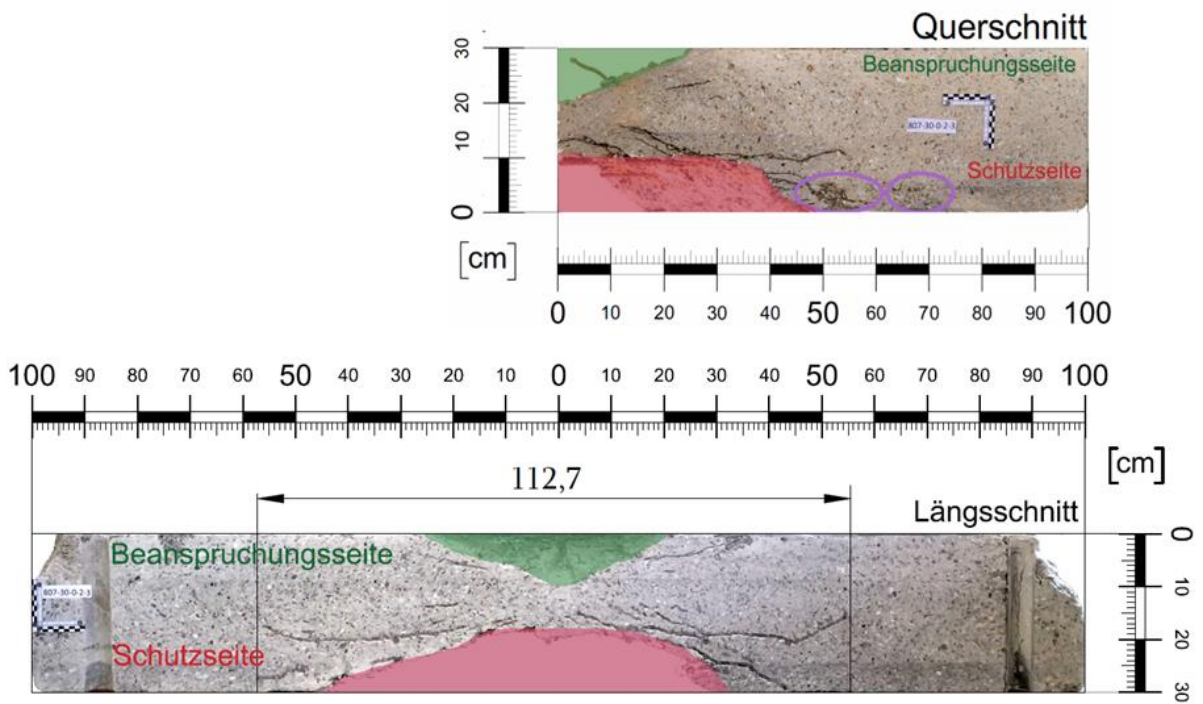
Platte SF-30-2-1



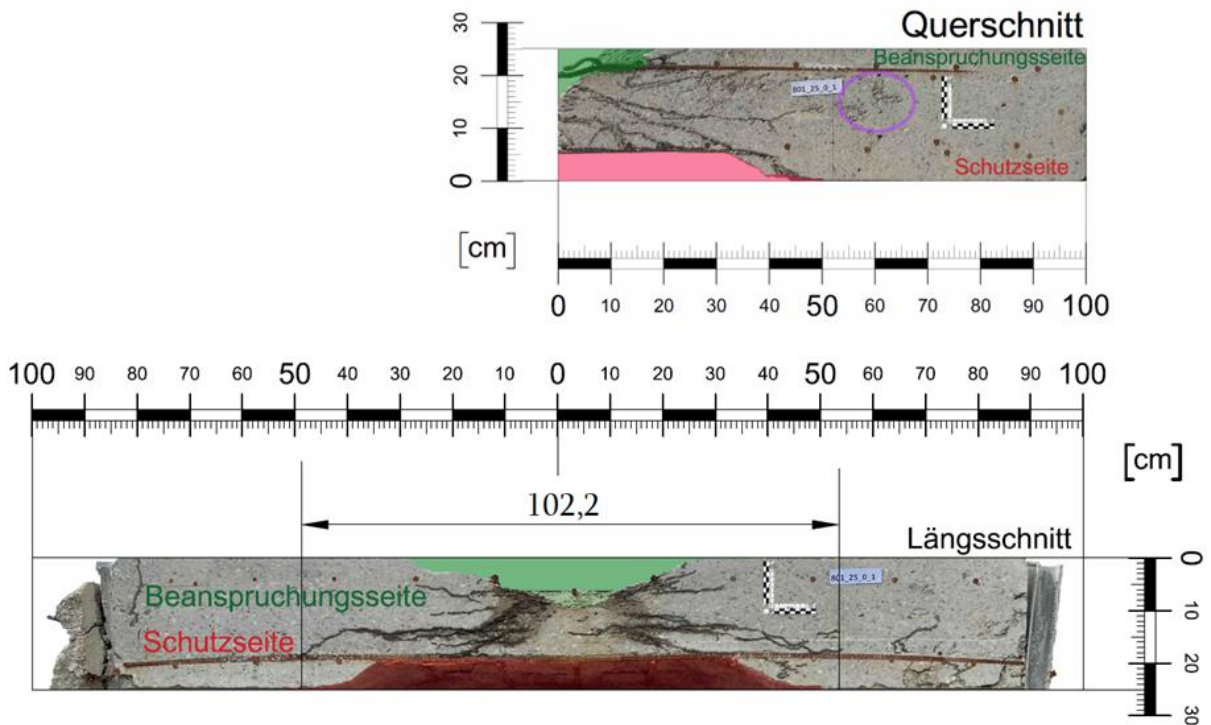
Platte SF-30-2-4



Platte S+SF-25-5-0-2-1



Platte S+D-25-5-0-x-1



A.5.2 Entnahmestellen von Bohrkernen



Platte S-20-0-3



Platte SF-30-1-1



Platte S+SF-25-5-0-2-1



Geschnittene Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten (ZP)



Betonbohrkerne



Betonproben aus der Plattenherstellung

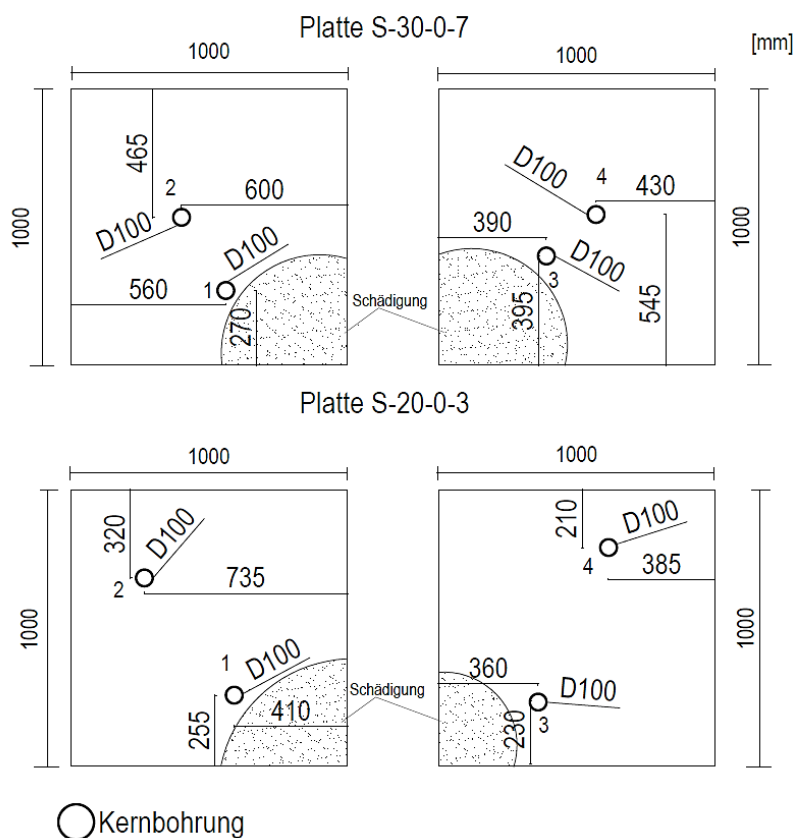


Abbildung A.5.2-11: Abmessungen der Bohrkernentnahmestelle (Teil 1).

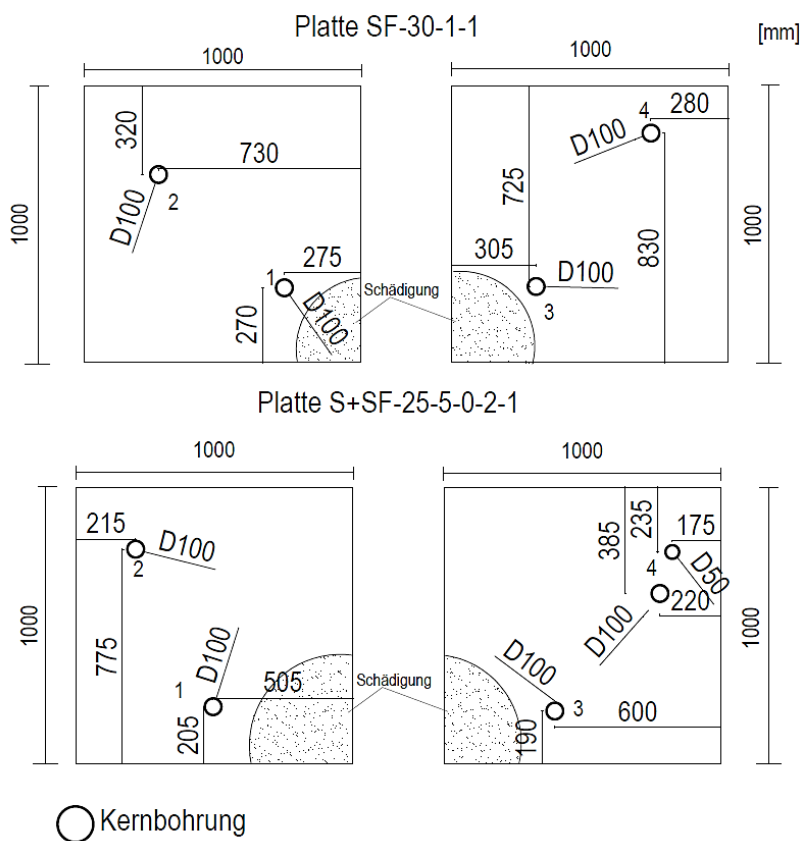
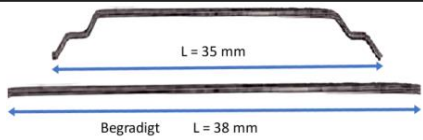
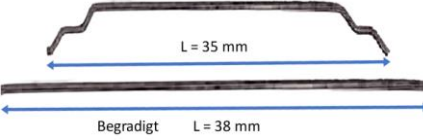
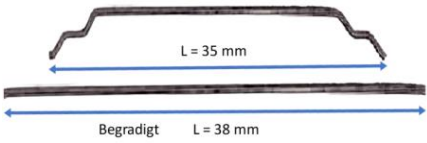
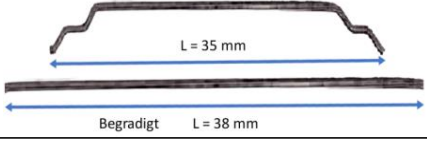


Abbildung A.5.2-12: Abmessungen der Bohrkernentnahmestelle (Teil 2).

A.5.3 Anzahl und Volumen der Stahlfasern in der Platte und im Bohrkern

Stahlfaserbetonplatte mit 0,5 Vol.-% Fasergehalt						
Verwendeter Faser	Typ	Materialeigenschaften				
	Dramix 4D 65/35 BG L=35 mm, D=0,55 mm	Zugfestigkeit 1850 N/mm ² E-Modul: 210.000 N/mm ²				
Faseranzahl in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 665189 Stück					
Faservolumen in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 6 x 10 ⁶ mm ³					
Kernbohrung aus der Platte						
Idealisierte Werte (rechnerisch)	Abmessungen Kerhbohrung	Faseranzahl	Faservolumen	Faserverteilung		
	[mm]	Stück	[mm ³]	in X Richtung	in y Richtung	in Z Richtung
Probekörper a	D= 50 ; H=120	131	1177,5	33%	33%	33%
Probekörper b	D= 50 ; H=120	131	1177,5	33%	33%	33%
Werte aus Probekörper (realität)						
Probekörper a	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht
Probekörper b	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht
Stahlfaserbetonplatte mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt						
Verwendeter Faser	Typ	Materialeigenschaften				
	Dramix 4D 65/35 BG L=35 mm, D=0,55 mm	Zugfestigkeit 1850N/mm ² E-Modul: 210.000 N/mm ²				
Faseranzahl in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 1330377 Stück					
Faservolumen in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 12 x 10 ⁶ mm ³					
Kernbohrung aus der Platte						
Idealisierte Werte (rechnerisch)	Abmessungen Kerhbohrung	Faseranzahl	Faservolumen	Faserverteilung		
	[mm]	Stück	[mm ³]	in X Richtung	in y Richtung	in Z Richtung
Probekörper a	D= 45 ; H=120	212	1907,55	33%	33%	33%
Probekörper b	D= 45 ; H=120	212	1907,55	33%	33%	33%
Werte aus Probekörper (realität)						
Probekörper a	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht
Probekörper b	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht

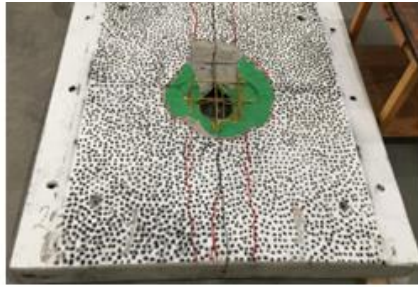
Stahlfaserbetonplatte mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt						
Verwendeter Faser	Typ	Materialeigenschaften				
	Dramix 4D 65/35 BG L=35 mm, D=0,55 mm	Zugfestigkeit 1850N/mm ²	E-Modul: 210.000 N/mm ²			
Faseranzahl in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 2660754 Stück					
Faservolumen in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,3 m	ca. 24 x 10 ⁶ mm ³					
Kernbohrung aus der Platte						
Idealisierte Werte (rechnerisch)	Abmessungen Kerhbohrung	Faseranzahl	Faservolumen	Faserverteilung		
	[mm]	Stück	[mm ³]	in X Richtung	in y Richtung	in Z Richtung
Probekörper a	D= 50 ; H=120	523	4710	33%	33%	33%
Probekörper b	D= 50 ; H=120	523	4710	33%	33%	33%
Werte aus Probekörper (realität)						
Probekörper a	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht
Probekörper b	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht

Zweischaligeplatte (Verstärkung 5 cm Spritzfaserbeton) mit 2,0 Vol.-% Fasergehalt						
Verwendeter Faser	Typ	Materialeigenschaften				
	Dramix 4D 65/35 BG L=35 mm, D=0,55 mm	Zugfestigkeit 1850N/mm ²	E-Modul: 210.000 N/mm ²			
Faseranzahl in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,05 m	ca. 443459 Stück					
Faservolumen in einer Platte Plattenabmessungen 2,0 x 2,0 x 0,05 m	ca. 4 x 10 ⁶ mm ³					
Kernbohrung aus der Platte						
Idealisierte Werte (rechnerisch)	Abmessungen Kerhbohrung	Faseranzahl	Faservolumen	Faserverteilung		
	[mm]	Stück	[mm ³]	in X Richtung	in y Richtung	in Z Richtung
Probekörper a	D= 50 ; H=120	218	1962,5	33%	33%	33%
Probekörper b	D= 50 ; H=120	218	1962,5	33%	33%	33%
Werte aus Probekörper (realität)						
Probekörper a	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht
Probekörper b	D= 50 ; H=120			gut	gut	schlecht

A.5.4 Stahlbeton- und Stahlfaserbetonplatten nach dem 3-Punkt-Biegeversuch



Refpl. S-20-0-1



S-20-0-2



S+D-25-5-0-x-2



S-25-0-4



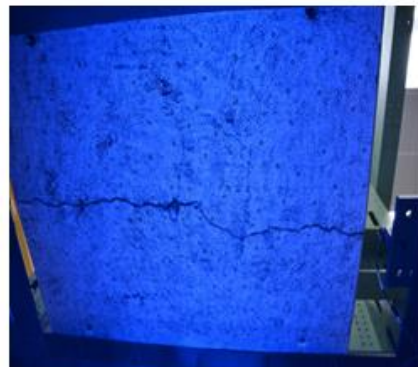
S-25-0-5



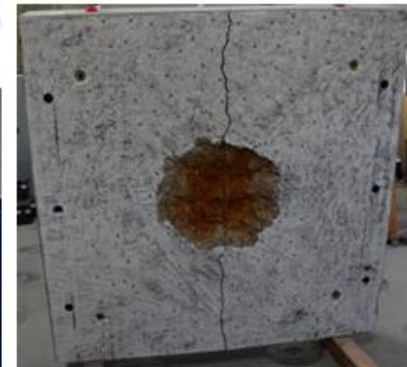
S-30-0-8



SF-30-0,5-3



SF-30-1-2



SF-30-1-3



SF-30-2-2



SF-30-2-3



S+SF-25-5-0-2-2

A.6 LS-Dyna Codes für das Materialmodell (Winfrith-Concrete)

```

1  $ Keyword Snippet
2  $ Do not leave any unintentional empty lines in this editor.
3  $
4  $ Keywords that will be processed are of type: *MAT_?, *EOS_? and *HOURLGLASS.
5  $ A non zero integer must be entered for the keyword's ID. This will be replaced with a
6  $ unique number by the program.
7  $
8  $ Only the first keyword for each of the above keyword types will be processed if present,
9  $ all other keywords will be exported as they are without any changes.
10 $
11 $ Follow the same Units system as the one specified for the solver in the
12 $ "Solver Controls" of the Analysis Settings.
13 $
14 $ Ensure that keyword fields conform to the rigid format as specified in the LS-DYNA
15 $ Keyword User's Manual.
16 $ *MAT_WINFRITH_CONCRETE
17 $-----1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8
18 $      MID      RO      TM      PR      UCS      UTC      FE      ASIZE
19 $      1  2.20E-09  31304  0.25  52.780  2.900  0.110  20
20 $-----1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8
21 $      E      YS      EH      UELONG  RATE      CONM      CONL      CONT
22 $      2.0      -4
23 $-----1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8
24 $      EPS1      EPS2      EPS3      EPS4      EPS5      EPS6      EPS7      EPS8
25 $
26 $-----1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8
27 $      P1      P2      P3      P4      P5      P6      P7      P8
28 $
29 $-----1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8

```

Abbildung A.6-13: Keyword Snippet für die Betonplatte S-20-0-1.

```

1  *DATABASE_EXTENT_BINARY
2  $#  neiph  neips  maxint  strflg  sigflg  epsflg  rltflg  engflg
3  5      0      3      1      1      1      1      1
4  $#  cmpflg  ieverp  beamip  dcomp  shge  stssz  n3thdt  ialemat
5  0      1      0      1      1      1      2      1
6  $#  nintsld  pkp_sen  sclp  unused  msscl  therm  intout  nodout
7  8      0  1.000000  0      2      OSTRESS  STRESS

```

Abbildung A.6-14: Codes zur Darstellung von Rissen in LS-Dyna.

```

1  $ Keyword Snippet
2  $ Do not leave any unintentional empty lines in this editor
3  $ *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID_ID
4  $#  coupid  title
5  1Reinforcement
6  $#  slave  master  sstyp  mstyp  ncoup  cdir
7  99      98      0      0      4      0
8  $#  start  end  axfor  pssf  xint
9  0.0  0.0  0  0  0.1  0  0
10 $

```

99- Bewehrung; 98 -Beton mäßig geschädigter Bereich, 96 - Beton stark geschädigter Bereich, cdir= 0 - guter Verbund, cdir=1 gestörter Verbund.

```

1  $ Keyword Snippet
2  $ Do not leave any unintentional empty lines in this editor
3  $ *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID_ID
4  $#  coupid  title
5  3Reinforcement
6  $#  slave  master  sstyp  mstyp  ncoup  cdir
7  99      96      0      0      4      1
8  $#  start  end  axfor  pssf  xint
9  0.0  0.0  0  0  0.1  0  0
10 $

```

Abbildung A.6-15: Keyword Snippet Verbundschädigung.

A.6.1 Kraft-Weg-Diagramme der FEM-Plattensimulationen

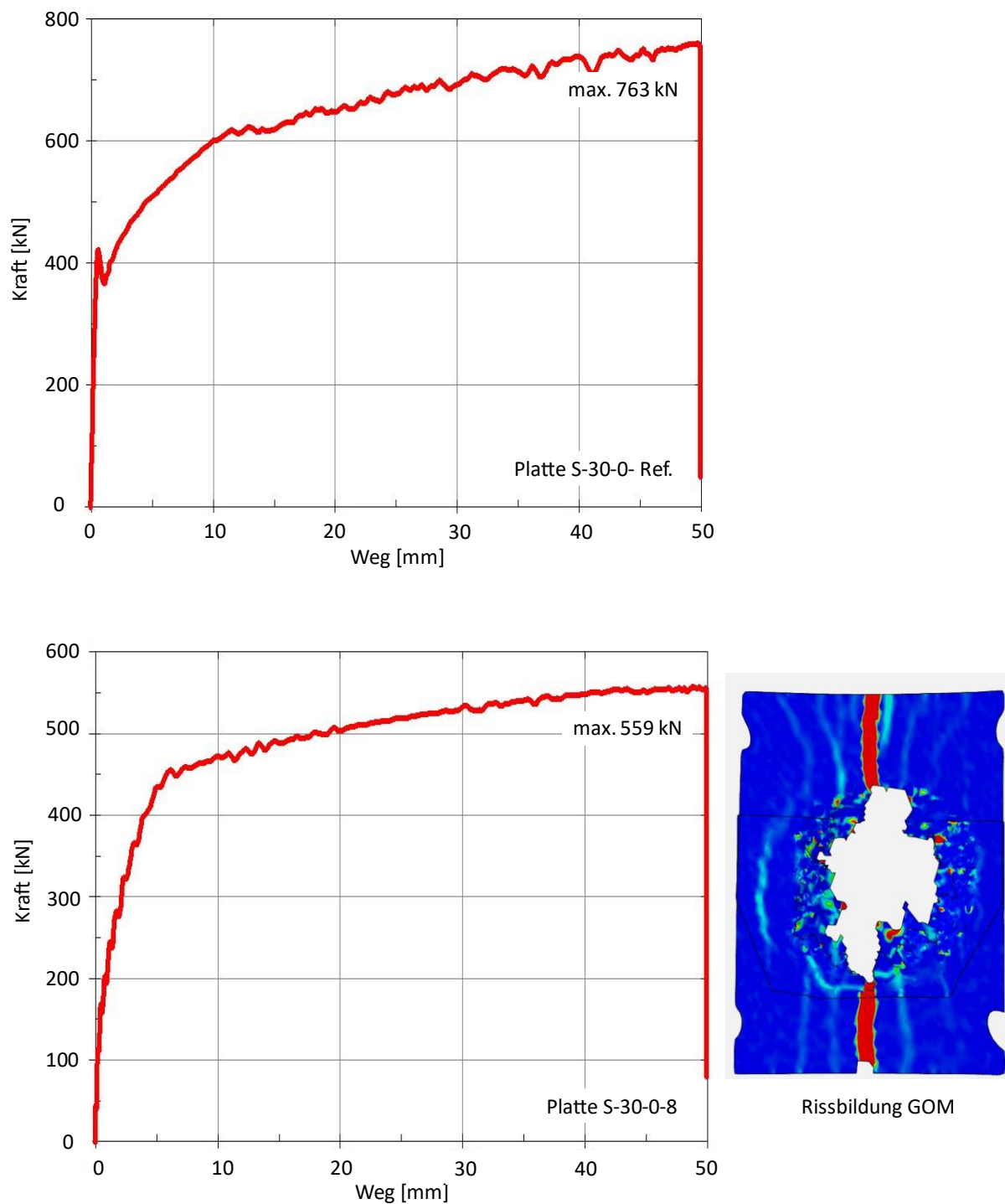
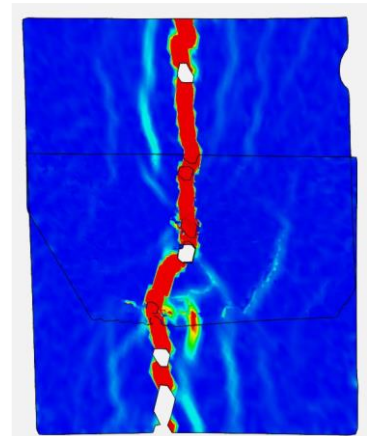
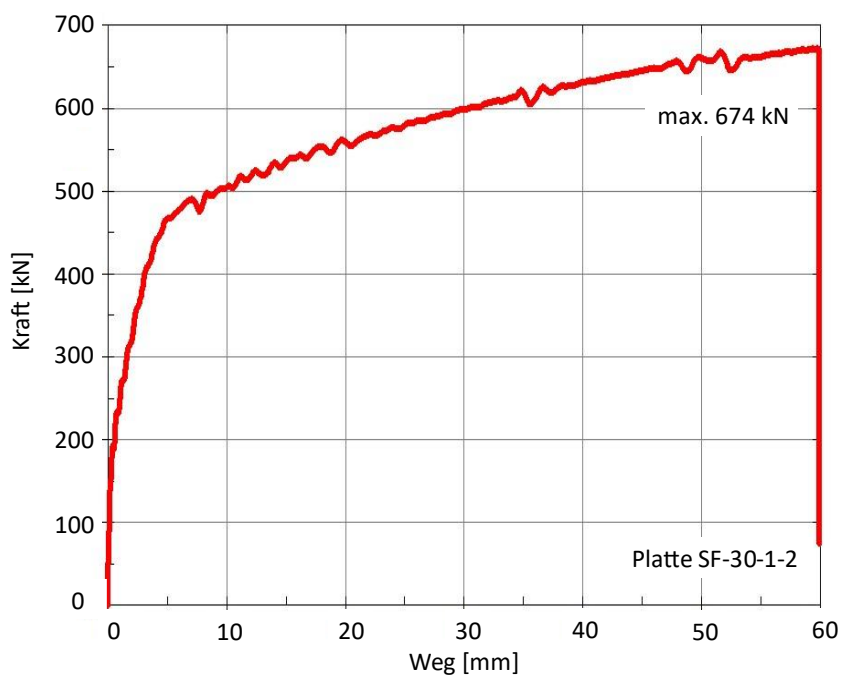
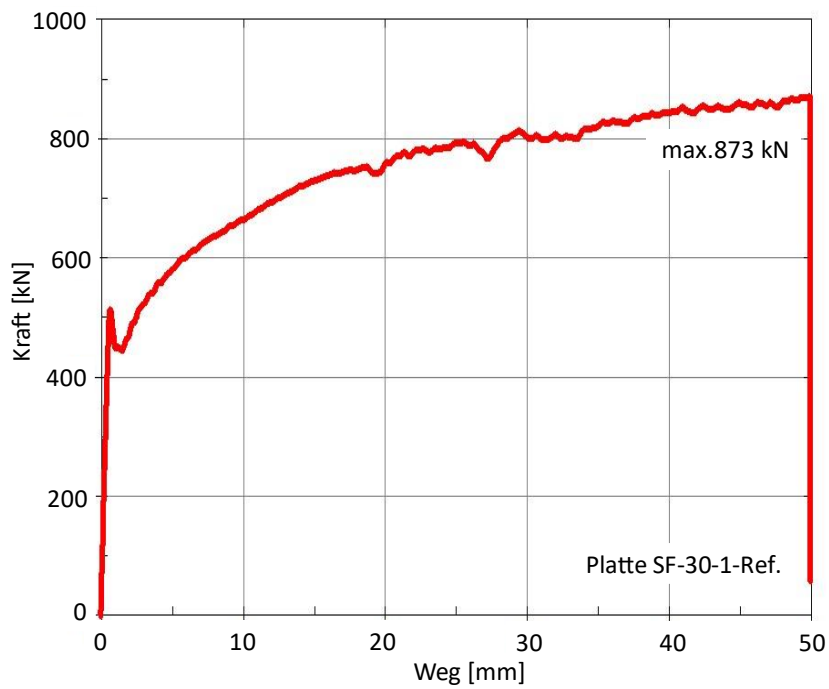


Abbildung A.6.1-16: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe S-30-0- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte S-30-0-8).



Rissbildung GOM

Abbildung A.6.1-17: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe SF-30-1- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte SF-30-1-2).

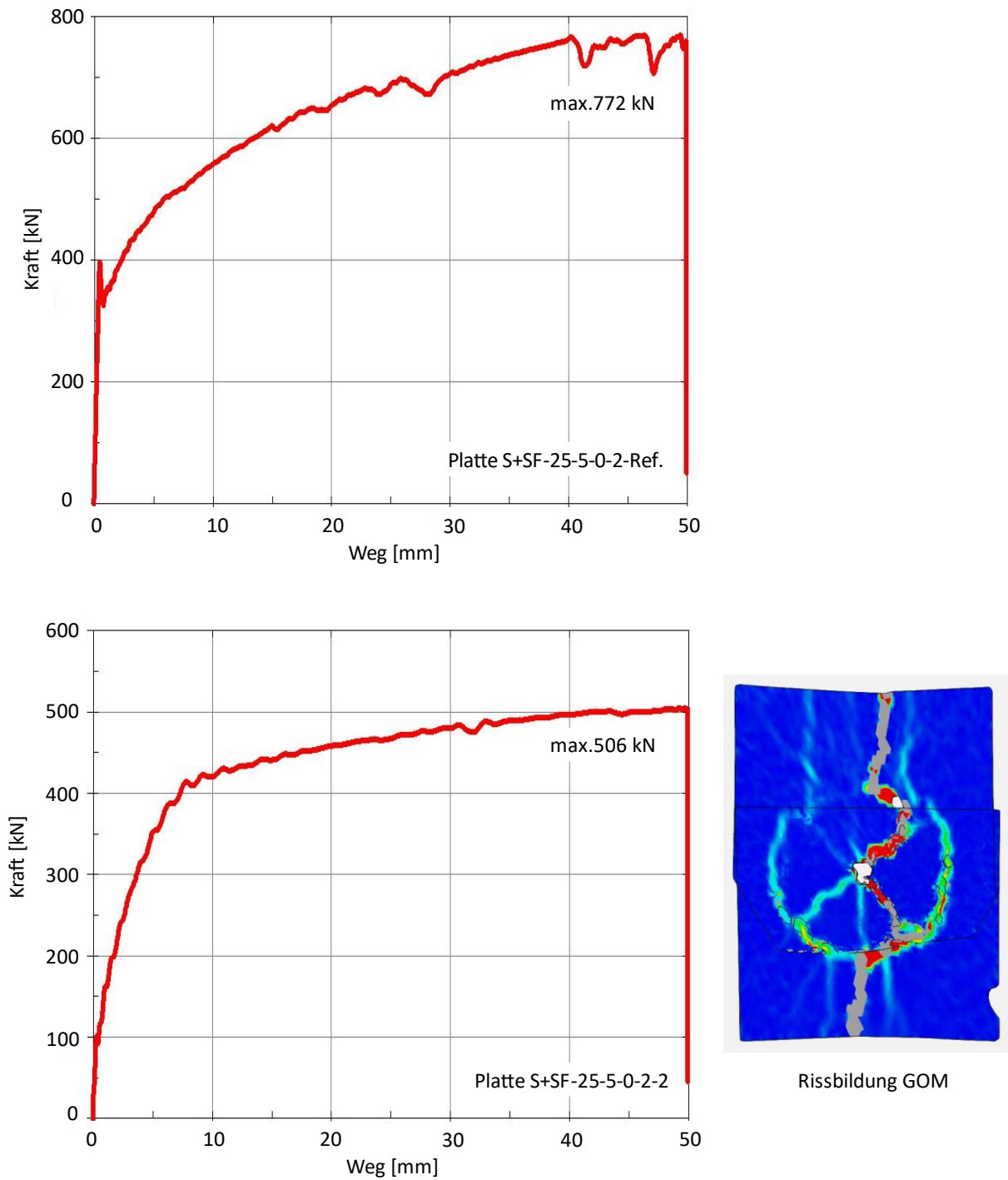


Abbildung A.6.1-18: Numerisch ermittelte Kraft-Weg-Diagramme für die Plattenreihe S+SF-25-5-0-2- (oben Referenzplatte, unten geschädigte Platte S+SF-25-5-0-2-2).

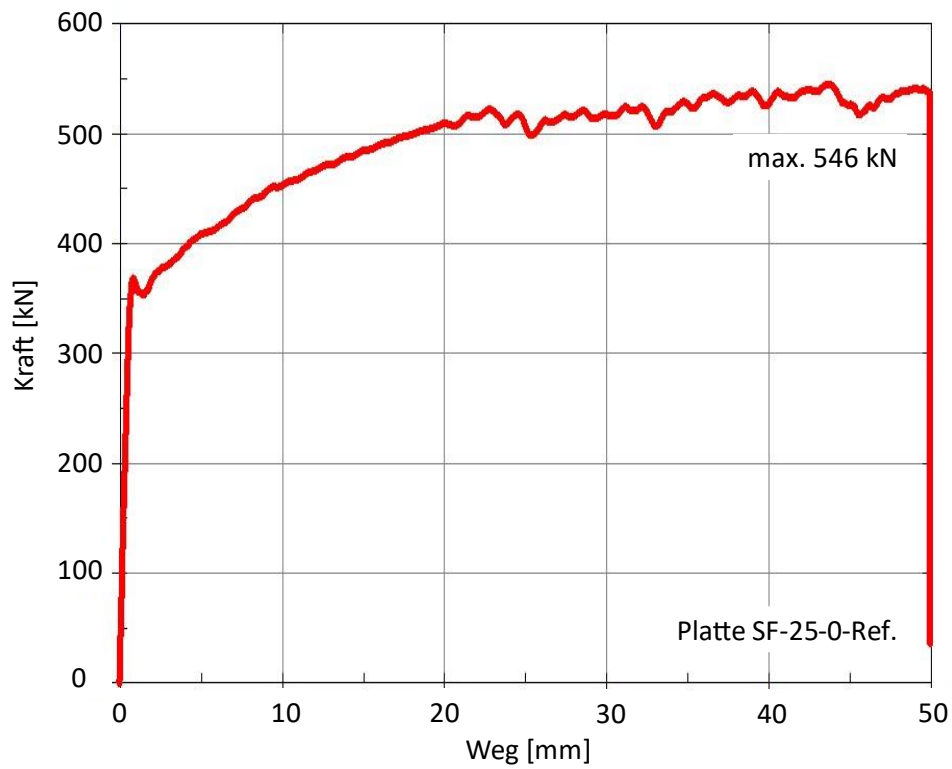


Abbildung A.6.1-19: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte S-25-0-Ref..

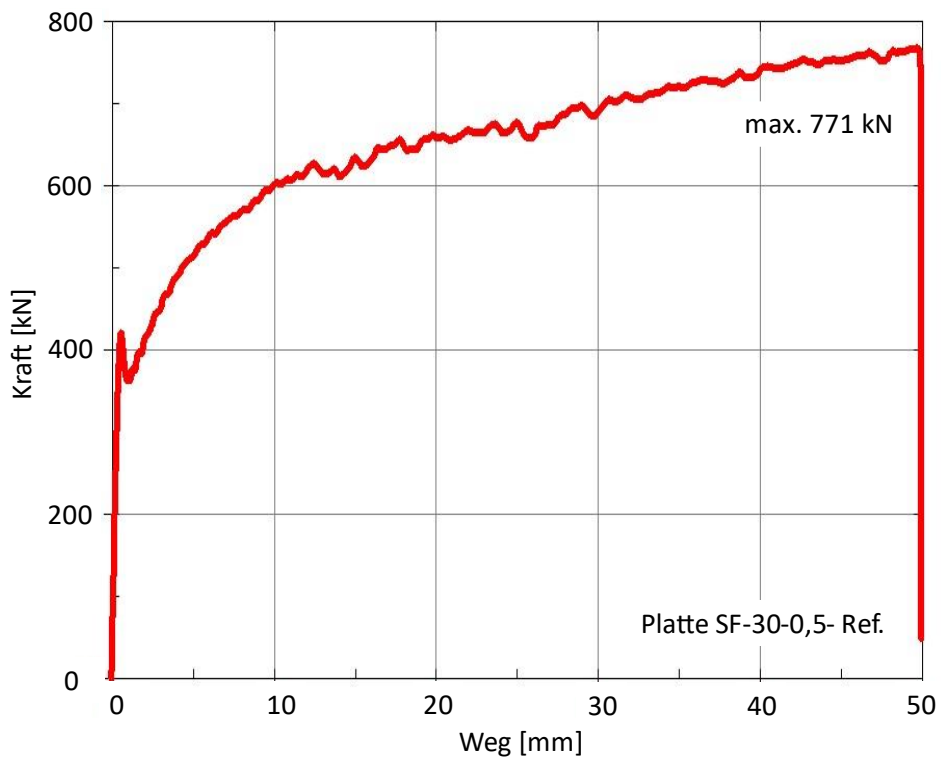


Abbildung A.6.1-20: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte SF-30-0,5-Ref..

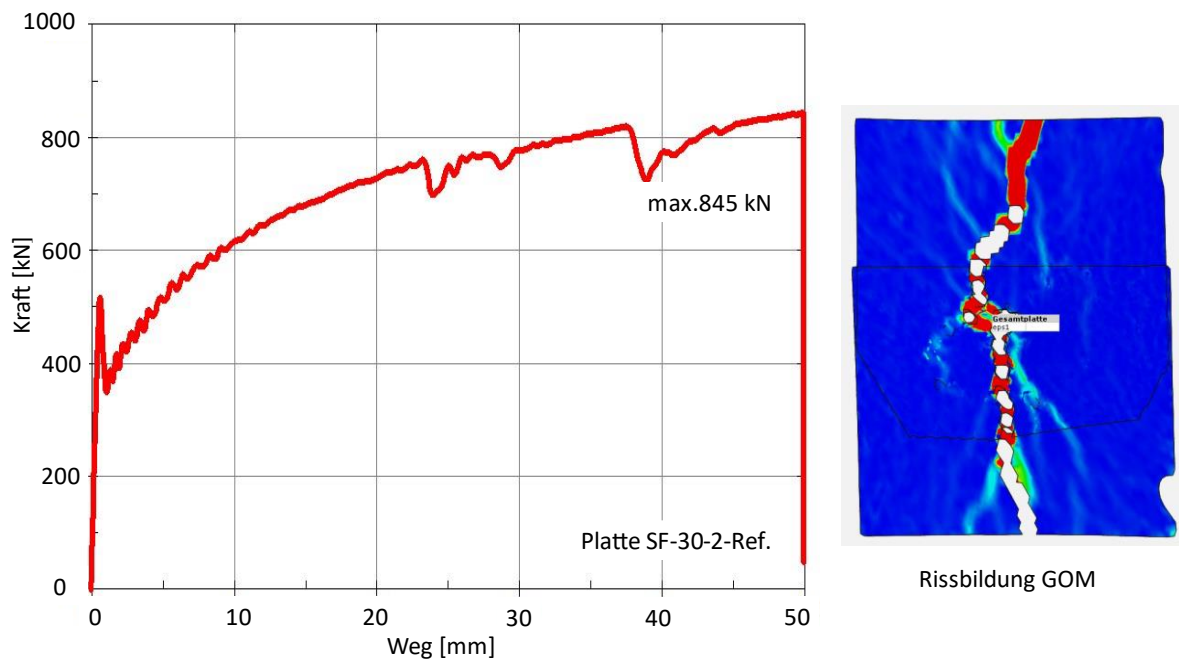


Abbildung A.6.1-21: Numerisch ermitteltes Kraft-Weg-Diagramm für die Referenzplatte SF-30-2-Ref..