

Jürgen Schnell, Wolfgang Breit,
Wolfgang Kurz, Paul Ludwig Geiß, Frank Schuler

Klebtechnik im Hochbau – Konzeptionierung und mess- technische Begleitung des Baus eines Großdemonstrators

F 2850

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlußberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2013

ISBN 978-3-8167-8944-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Endbericht: **Forschungsvorhaben SF-10.08.18.7-09.32**

„Klebtechnik im Hochbau – Konzeptionierung und messtechnische Begleitung des Baus eines Großdemonstrators“

Auftraggeber: Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Projektbeteiligte: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Prof. Dr.-Ing. Paul Ludwig Geiß

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. (FH) Frank Schuler, M.Eng

Datum:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
(TU Kaiserslautern)

Dipl.-Ing. (FH) Frank Schuler, M.Eng.
(TU Kaiserslautern)

Inhalt

1	Einleitung	4
1.1	Intension des Forschungsprojektes	4
1.2	Allgemeine Vorbemerkungen zur Bauweise	5
1.2.1	Hinterlüftete Fassade	5
1.2.2	Klebverbindungen	6
1.2.3	Klebeanker	16
1.2.4	UHPC	17
2	Planungsphase	20
2.1	Architektur	20
2.2	Entwicklung von Ausführungsdetails	22
2.2.1	Glas-Beton-Stahl Verbundträger	22
2.2.2	Dachkonstruktion	24
2.2.3	Technikwürfel	25
2.2.4	Tragschale	27
2.2.5	Fenster	29
3	Ausführungsphase	31
3.1	Fundament	31
3.2	Tragschale	32
3.3	Stahl-Glas-UHPC-Verbundträger	32
3.3.1	Allgemeines zur Herstellung des Verbundträgers	32
3.3.2	Herstellung des Verbundträgers	32
3.4	Fassadenplatten	38
4	Herstellung einer Messewand	42
5	Ökobilanzielle Bewertung der Wandkonstruktion	46
6	Messtechnik	47
6.1	Messprogramm	47
6.2	Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung im Bauteil	47
6.3	Messung des Raumklimas	48
6.4	Messung des Außenklimas	49
6.5	Ergänzende Erläuterungen	49
6.5.1	Hygrothermische Randbedingungen an Außenwänden	49
6.5.2	Temperaturamplitudenverhältnis und Phasenverschiebung	50
6.6	Verformungsmessung an den Verbindungsmitteln	51
7	Zusammenfassung und Ausblick	52
	Anlage 1 „Statische Berechnungen“	
	Anlage 2 „Bauantrag“	
	Anlage 3 „Planungsunterlagen der Fassadenplatten“	
	Anlage 4 „Planungsunterlagen „Verbundträger“	

Anlage 5 „Schal- und Bewehrungspläne der Tragschale“

Anlage 6 „Schal- und Bewehrungspläne Fundament“

Anlage 7 „Messewand“

Anlage 8 „Ökobilanz“

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.
(Aktenzeichen: SF- 10.08.18.7-09.32 / II 3 -F20-09-1-176)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor

1 Einleitung

1.1 Intension des Forschungsprojektes

An der Technischen Universität Kaiserslautern entsteht unter dem Namen „Small House Village“ eine Siedlung von Großdemonstratoren (vgl. Abbildung 1). Diese Musterbauten bieten die Möglichkeit, neue innovative Bauweisen, die im Labormaßstab entwickelt wurden, unter realen Umweltbedingungen an echten Gebäuden zu testen.

Neben der Untersuchung des Langzeitverhaltens, kann auch die Praxistauglichkeit der Herstellverfahren an Gebäuden mit einem Grundriss von 5 x 7 m erprobt werden.

Im Fokus des geförderten Forschungsprojektes steht die praktische Erprobung und Umsetzung der bisher an der TU Kaiserslautern gesammelten Erfahrungen im Bereich der adhäsiven Fügetechnik. In der Vergangenheit konnten neue Erkenntnisse über das Zusammenspiel verschiedener Werkstoffpartner beim Fügen durch Kleben erlangt werden. So konnten z.B. geeignete Klebstoffe und Vorbehandlungsverfahren für das Fügen von Stahl-Beton-, Stahl-Glas- oder GfK-Beton-Bauteilen gefunden werden (vgl. [1] und [2]).

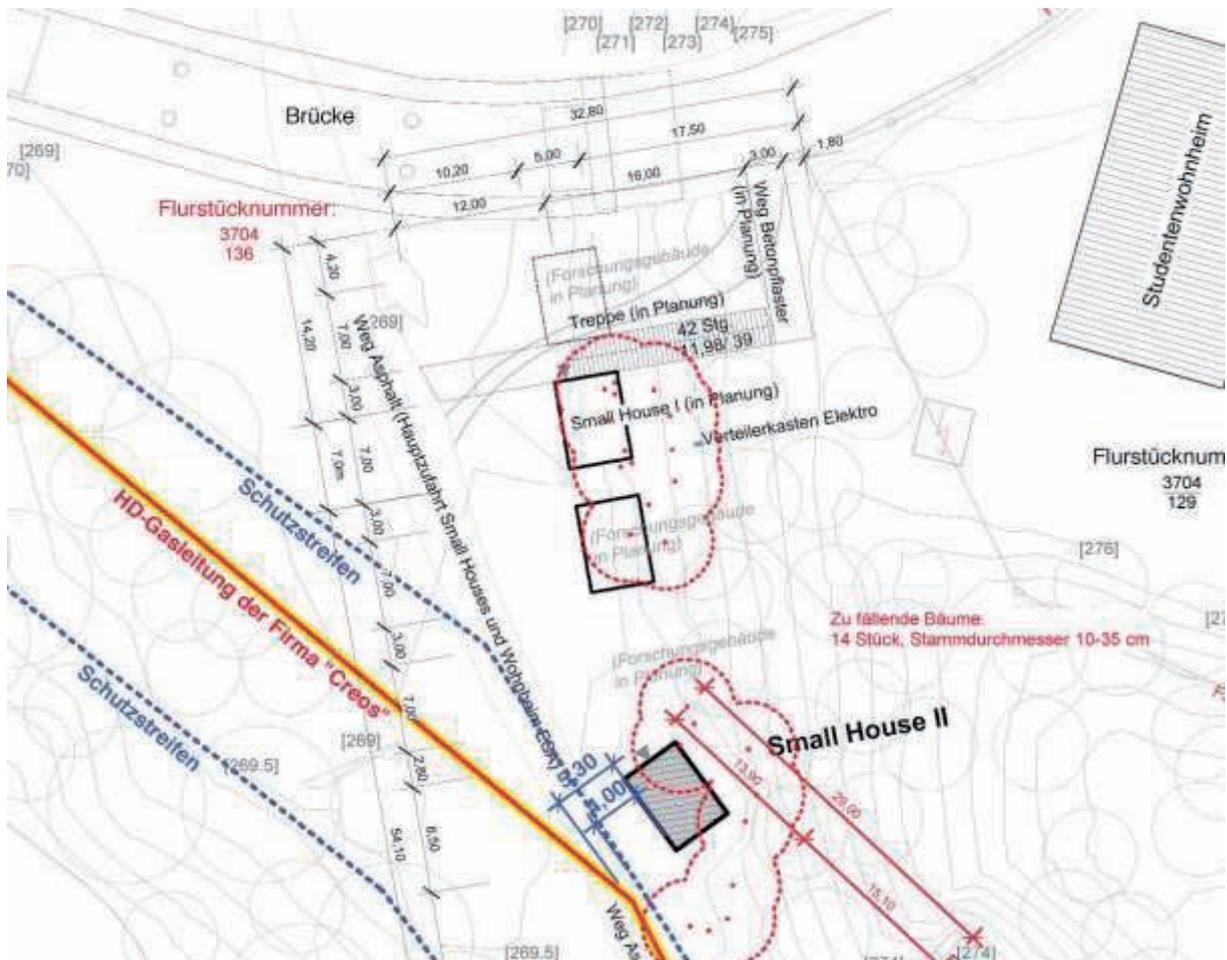


Abbildung 1: Ausschnitt aus dem Lageplan (vgl. Anlage 2 „Bauantrag“)

Der Großdemonstrator „Small House II, Klebtechnik im Hochbau“ ermöglicht zudem die Entwicklung, Durchführung und Überprüfung eines umfangreichen Messprogramms zur Erfassung der klimatischen Randbedingungen sowie des Verformungsverhaltens der geklebten Bauteile.

Ziel ist es, bisher nicht erreichbare Anwendungsgebiete für geklebte Konstruktionen im Bauwesen zu erschließen und mit neuen innovativen Bauweisen einer ambitionierten Architektur neue Möglichkeiten zu bieten.

1.2 Allgemeine Vorbemerkungen zur Bauweise

1.2.1 Hinterlüftete Fassade

Zum Einsatz kommt ein hinterlüftetes Fassadensystem. Ein solches System verhindert einen Wärmestau und schützt durch die Ableitung von Feuchtigkeit die dahinterliegenden Schichten (Wärmedämmung und Tragschale).

Als Vorsatzschale dienen filigrane Platten aus glasfaserverstärktem Feinkornbeton ($d = 12 \text{ mm}$), die liegend in einem Spritzverfahren hergestellt werden. Neben dem Wetterschutz bietet diese Betonfassade die Möglichkeit von der Geometrie der Tragschale abweichende Fassadenformen zu gestalten. Scharfkantige offene Fugen können in beliebiger geometrischer Form realisiert werden.

Die Verbindung zwischen Vorsatzschale und Tragschale besteht aus Glasfaserkunststoffstäben (GfK). Bei der Herstellung im Fertigteilverk wird die Wärmedämmung, die der Verbesserung des Wärme- und/oder Schalldämmvermögens dient, auf den frischen Beton der Tragschale gelegt. Die GfK-Stäbe werden über ein vorgebohrtes Raster durch die Wärmedämmung in den noch frischen Beton gedrückt. Der Ersatz der üblichen Stahlanker bzw. -rahmen durch leichtes, schlecht wärmeleitendes und korrosionsbeständiges GfK-Material ermöglicht neben der Materialkostensparnis und der Reduzierung des Wärmestroms, eine dauerhafte und nachhaltige Konstruktion.

Die Substitution herkömmlicher Befestigungsmethoden durch Klebverbindungen ermöglicht eine geringere Stärke der Vorsatzschale. Bei dem Einsatz konventioneller Befestigungstechnik müssten die Fassadenplatten entweder durchschraubt oder mithilfe von Metallrahmen befestigt werden.

Abbildung 2 zeigt den Aufbau und die Funktionsweise eines hinterlüfteten Fassadensystems.

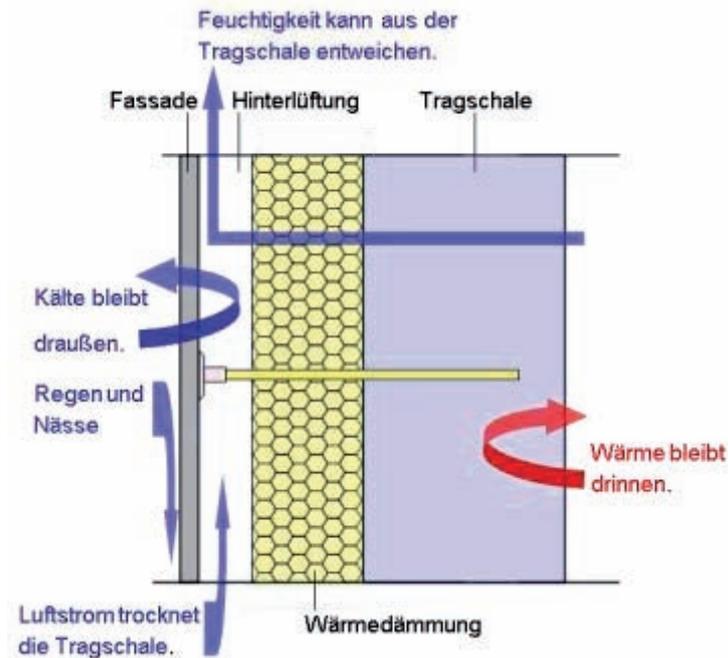


Abbildung 2: Systemaufbau des hinterlüfteten Fassadensystems [1]

1.2.2 Klebverbindungen

1.2.2.1 Allgemeines

Klebverbindungen haben in vielen Bereichen der Technik konventionelle mechanische und thermische Fügeverfahren abgelöst bzw. ergänzt.

Im Bauwesen stehen dem zahlreiche Hindernisse entgegen. Dazu zählen tradierte Vorbehalte gegen Kunststoffe im Bauwesen genauso wie hohe bauaufsichtliche Hürden.

Bei Bauteilen ohne Brandschutzanforderungen können heute aber bereits dauerhaft stand-sichere Verbindungen mit Kostenvorteilen und neuen Gestaltungsmöglichkeiten realisiert werden. Ein Technologietransfer aus anderen Branchen ermöglicht dabei überraschend schnelle Fortschritte in der Bauforschung.

Neue Werkstoffe wie ultrahochfester Beton UHPC oder auch glasfaserverstärkte Betone zeigen die Grenzen der Leistungsfähigkeit mechanischer Verbindungsmittel auf. Klebtechnik erlaubt in vielen Fällen eine Querschnittsreduzierung, ermöglicht filigrane Konstruktionselemente und trägt damit zur ressourcenschonenden Massenreduzierung bei.

1.2.2.2 Adhäsion und Kohäsion

Man unterscheidet zwei Formen von Bindekräften in einer Klebverbindung:

Die Adhäsion bezeichnet die Anziehungskräfte, die an der Grenzfläche Klebstoff-Fügeteil-Oberfläche wirksam werden. Die Adhäsion ist hauptsächlich von der Oberflächenbeschaffenheit abhängig.

Die **Kohäsion** bezeichnet die innere Festigkeit, die Bindung zwischen den Molekülen des abgebondenen Klebstoff-Filmes.

Innerhalb der Übergangszonen vollzieht sich ein kontinuierlicher Übergang zwischen Kohäsions- und Adhäsionszonen (vgl. Abbildung 3).

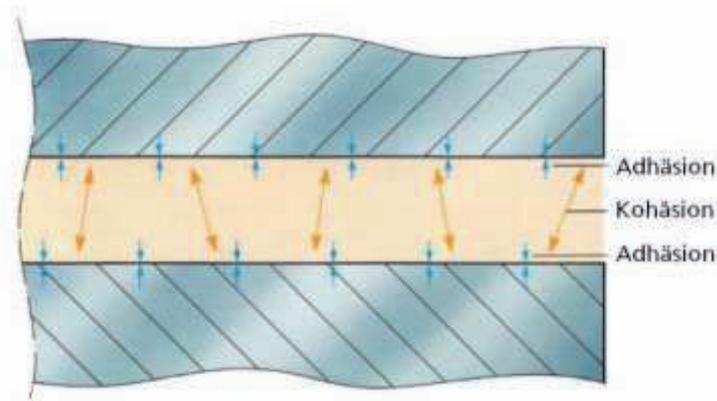


Abbildung 3: Adhäsion, Kohäsion [3]

1.2.2.3 Festigkeitsfaktoren

Jeder Werkstoff besitzt eine verunreinigte Schicht (Staub, Schmutz, Fette, Öle, etc.). Im Zuge einer geeigneten **Oberflächenbehandlung** ist diese Schicht zu entfernen, da sonst keine ausreichende Haftung (Adhäsion) für den Kleber zur Verfügung steht. Ein Beispiel für solche „Verunreinigungen“ ist die Oxidschicht bei Metallen.

Abhängig vom Kleber beträgt die vom Hersteller empfohlene **Klebschichtdicke** zwischen 0,05 bis 0,15 mm. Abbildung 4 zeigt beispielhaft an einer Strukturklebung den Verlauf der Klebfestigkeit in Abhängigkeit der Klebschichtdicke.

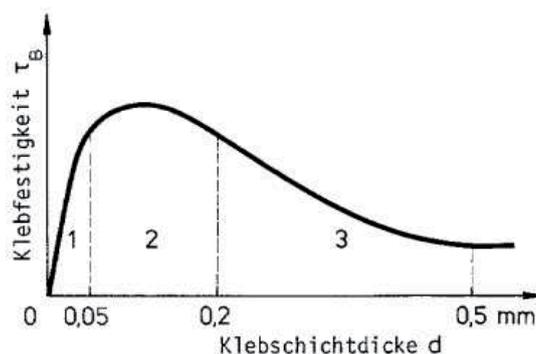


Abbildung 4: Abhängigkeit der Klebfestigkeit von der Klebschichtdicke bei Strukturklebungen [4]

Die **Eigenspannungen** entstehen ohne äußere Beanspruchungen. Die Spannung in der Klebefuge setzt sich aus den Eigenspannungen und den Spannungen infolge äußerer Beanspruchungen zusammen. Die Eigenspannung sollte daher so klein wie möglich sein, da sonst die Gefahr einer Verminderung der Klebfestigkeit besteht.

Eigenspannungen können entstehen durch:

- unterschiedliche Wärmeausdehnungskoeffizienten von Füge­teil und Klebschicht
- Schwinden der Klebschicht
- unterschiedliche Temperaturverteilungen beim Aushärten
- Temperaturwechselbeanspruchungen
- Alterungsvorgänge der Klebschicht

Die Eigenschaften der Klebefuge sind hauptsächlich von den Gegebenheiten während der Aushärtung abhängig. Die dabei ausschlaggebenden **Aushärtungsparameter** sind Zeit, Anpressdruck und Temperatur.

Der Anpressdruck kann die Festigkeit einer Klebefuge erhöhen. Durch das Auspressen von Luft, die sich in den Oberflächenvertiefungen des Füge­teils sowie zwischen Füge­teil und Klebstoff sammelt, wird die wirksame Oberfläche vergrößert.

Es können folgende Arten von Oberflächen unterschieden werden:

Die geometrische Oberfläche ist die Fläche, die der Berechnung zugrunde gelegt wird (Abmessung der Klebefuge).

Die wahre Oberfläche wird auch Mikrooberfläche genannt. Sie ist abhängig von der Rauheit der Materialoberfläche und ist somit größer als die geometrische Oberfläche.

Die wirksame Oberfläche stellt den Anteil dar, der durch den Klebstoff benetzt wird.

Abbildung 5 gibt eine Übersicht über die Oberflächenarten.

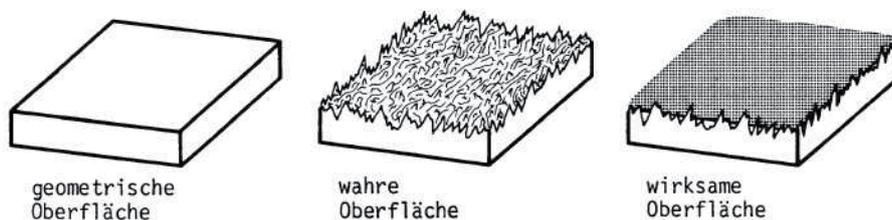


Abbildung 5: Oberflächenarten [4]

Je höher die Temperatur bei der Aushärtung desto spröder verhält sich der Klebstoff. Die Festigkeit steigt an und die Elastizität nimmt ab.

Für die Elastizität spielt auch die Dicke der Klebefuge eine große Rolle. Je dünner die Klebefuge, desto spröder wird diese.

Die Dicke der Klebschicht hat auch einen Einfluss auf die Schubverformung. Abbildung 6

zeigt eine geringere Verformung bei dünneren Klebschichten.

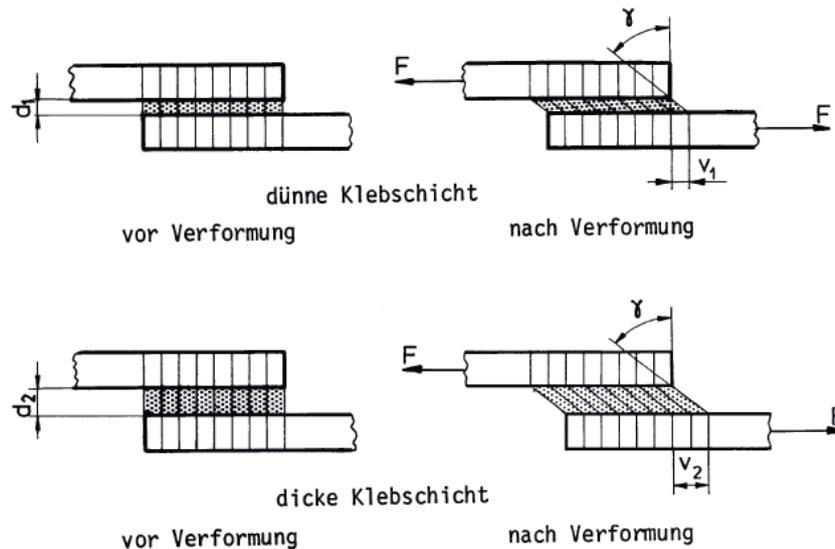


Abbildung 6: Schubverformung bei dünnen und dicken Klebschichten [4]

1.2.2.4 Klebstoffe

Eine Gruppierung von Klebstoffen ist nach folgenden Kriterien möglich:

- die chemische Basis des Klebstoffes,
- der Verfestigungsmechanismus des Klebstoffes und
- die Komponentenanzahl des Klebstoffes.

Die nach ihrer **chemischen Basis** gruppierten Klebstoffe können in organische und anorganische Verbindungen unterteilt werden (vgl. Abbildung 7). Die organischen Klebstoffe stellen dabei die weitaus größere Gruppe dar.

Aufgrund der hohen Klebfestigkeit und der guten Alterungsbeständigkeit der auf künstlicher Basis hergestellten Klebstoffe finden diese gegenüber der auf natürlicher Basis hergestellter Klebstoffe häufiger Anwendung.

Anorganische Verbindungen sind meist hoch wärmebeständige Klebstoffe, welche aus nicht-kohlenstoffhaltigen Polymeren bestehen.

Die Silikone können je nach Art zu den anorganischen- oder organischen Verbindungen gehören.

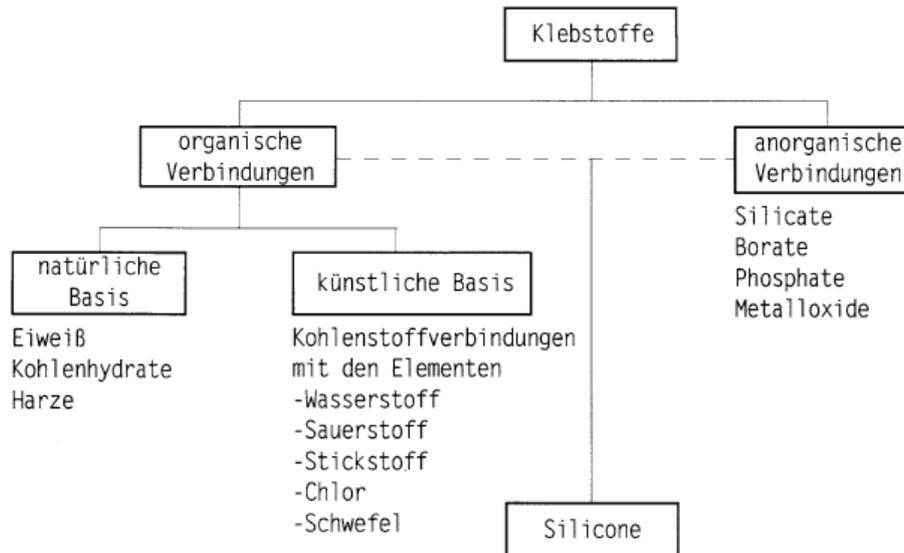


Abbildung 7: Einteilung der Klebstoffe nach chemischer Basis [4]

Bei den nach dem jeweiligen **Verfestigungsmechanismus** charakterisierten Klebern wird zwischen chemische – und physikalisch reagierend unterteilt (vgl. Abbildung 8).

Die chemisch reagierenden Systeme bestehen aus reaktionsbereiten Monomermolekülen gleicher oder verschiedener Art, die unter Druck miteinander zu einer polymeren Kleberschicht reagiert.

Die physikalisch abbindenden Systeme bestehen aus Polymerverbindungen, die über Lösungsmittelsysteme oder erhöhten Temperaturen in den benetzungsfähigen Zustand übergehen. Es findet also in der Klebefuge keine chemische Reaktion statt.

Kleber bestehen aus einer oder mehreren **Komponenten**. Daher können Klebstoffe in Einkomponentensysteme und Mehrkomponentensysteme unterschieden werden.

Bei den Einkomponentensystemen wird nur eine Komponente auf das Fügeteil aufgetragen. Die chemische Reaktion wird durch den Sauerstoff oder die Feuchtigkeit der Raumluft ausgelöst. Der Sauerstoff bzw. die Feuchte übernimmt somit die Funktion der zweiten Komponente.

Bei den Mehrkomponentensystemen werden meist zwei Komponenten gemischt. Nach dem Mischen der Komponenten gibt die sogenannte Topfzeit die mögliche Verarbeitungsdauer an. Diese Verarbeitungszeit ist, da die Reaktion mit einer Wärmeentwicklung einhergeht, von der Temperatur und von der angemischten Menge der beiden Komponenten abhängig.

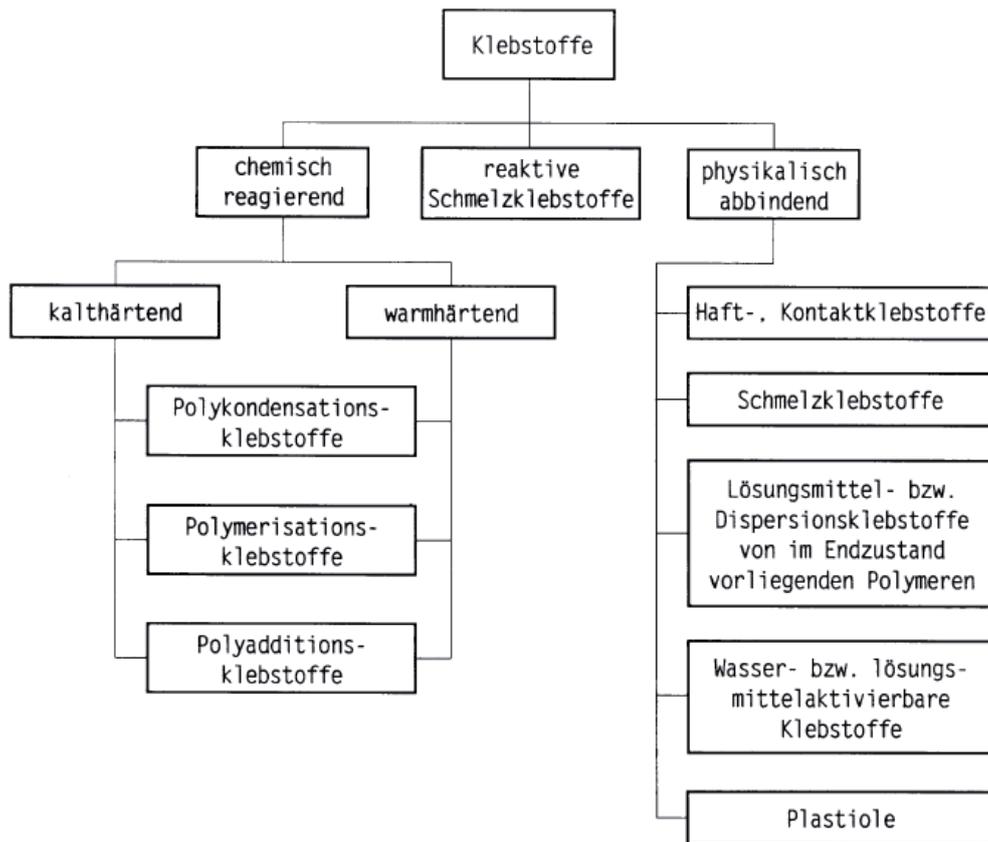


Abbildung 8: Einteilung der Klebstoffe nach dem Abbindemechanismus [4]

Zu den in der Praxis am Häufigsten zum Einsatz kommenden Klebern gehören:

Epoxidharzklebstoffe sind Zweikomponentenkleber, die aus einem Harz und einem Härter bestehen. Sie weisen eine hohe mechanische Festigkeit auf und haben eine relativ geringe Härtungsschrumpfung.

Polyurethanklebstoffe reichen von sehr flexibel bis zu zäh elastisch. So können Temperaturschwankungen, Schläge oder Stöße sehr gut aufgenommen werden. Allgemein ist dieser Zweikomponentenkleber in der Industrie im großen Umfang anwendbar.

(Meth)- Acrylatklebstoffe weisen eine gute Haftung und eine hohe Festigkeit bei spröden Verformungseigenschaften auf. Die sehr geringe Topfzeit erschwert die Verarbeitung.

1.2.2.5 Eigenschaften der Klebschicht

Das Schubmodul G ist abhängig von der Schubspannung τ' und der durch sie verursachten elastischen Winkelverformung γ (Gleitung).

$$G = \frac{\tau'}{\gamma}$$

Bei geringer Belastung bleibt die Klebschicht elastisch, bei stärkerer Belastung kommt es zu

einer plastischen Verformung mit anschließendem Bruch. Für Klebschichtpolymere werden Schubmodule der Größenordnung von 10^2 bis 10^4 N/mm² angenommen. Bei warmerhärtenden Klebstoffen 1×10^3 bis $1,5 \times 10^3$ N/mm² und bei kalterhärtenden ca. $0,5 \times 10^3$ N/mm².

Abbildung 9 zeigt ein typisches Schubspannung-Gleitungs-Diagramm. Der Verlauf ist anfangs linear, gefolgt von einem langen Fließbereich, der das Verformungsvermögen des Klebers zeigt. Zum Ende hin steigt die Kurve nochmals an. Hier stellt sich dann die Klebschichtfestigkeit ein.

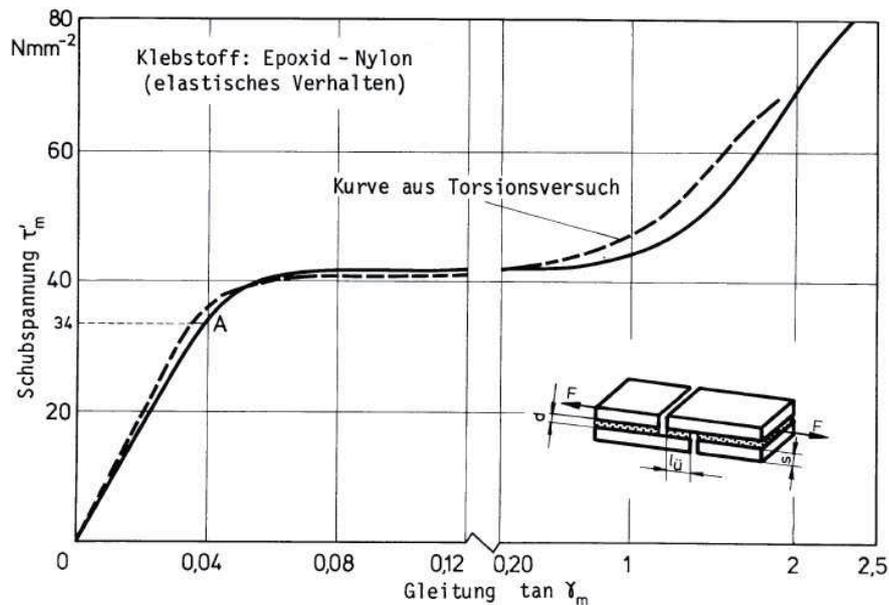


Abbildung 9: Schubspannung-Gleitungs-Diagramm [4]

Thermische Eigenschaften:

Bei tiefen Temperaturen verändert sich die Festigkeit der Klebefuge nur geringfügig.

Mit dem Ansteigen der Temperaturen erhöht sich auch die Festigkeit der Klebefuge. Übersteigt (vgl. Abbildung 10), die Temperatur eine bestimmte Grenze, fällt die Festigkeit der Klebefuge wieder ab. Dies kann auf die beginnende Zersetzungserscheinung der Polymermoleküle zurückgeführt werden.

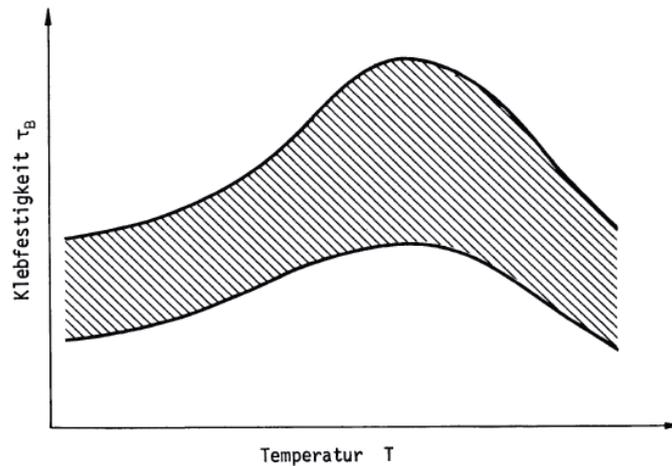


Abbildung 10: Abhängigkeit der Klebfestigkeit von der Temperatur [4]

1.2.2.6 Allgemeines zu den Spannungsverläufen in Klebefugen

Die Schubspannungen in den Klebefugen bestehen aus zwei Teilen:

- aus der Fügeteileverschiebung resultierenden gleichmäßigen Schubspannung τ'_{max} und
- der auf die Fügeteildehnung zurückzuführenden, zu den Überlappungsenden hin absteigenden Schubspannungen τ'_ϵ .

Die hohen Schubspannungsspitzen befinden sich jeweils an den beiden Enden der Klebung. Je kleiner die Überlappungslänge desto höher die Schubspannungsspitzen. In Abbildung 11 sind drei verschiedene Überlappungslängen mit den jeweiligen mittleren Kleb-Schubspannungen angegeben. Die mittlere Schubspannung sinkt, je größer die Überlappungslänge ist. Die Spannungsspitzen an den beiden Enden der Klebefuge bleiben im vollen Umfang erhalten.

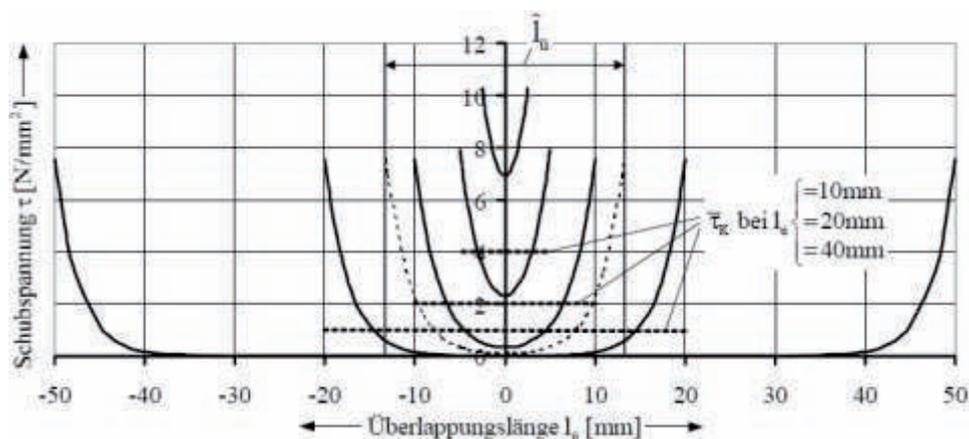


Abbildung 11: Zugbeanspruchte Überlappungsklebung [5]

Die Normalspannungen bauen sich über die Schubspannungen auf. Die Schubspannungen im mittleren Bereich reduzieren sich bei langen Überlappungen auf Null. Die Normalspannungen in den Fügeteil-Schichten sind über diesen Abschnitt konstant (vgl. Abbildung 12).

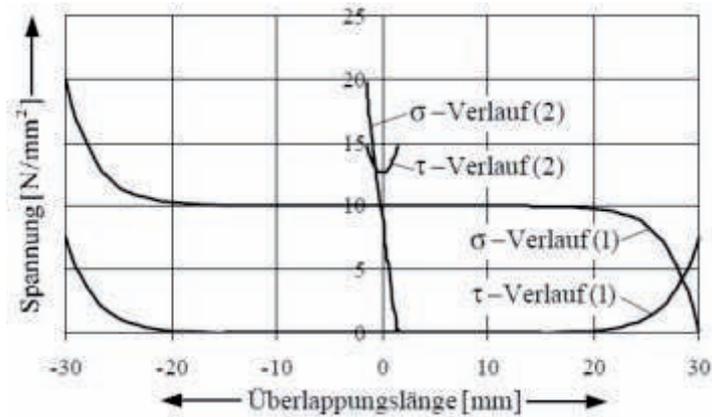


Abbildung 12: Aufbau der Normalspannungen [5]

Der Schubspannungsverlauf wird unsymmetrisch, wenn unterschiedlich dehnsteife Teile zusammengesetzt werden (vgl. Abbildung 13). Am Ende des dehnsteiferen Fügeteils liegen die hohen Spannungsspitzen. Die Dehnungen des dehnweicherer Fügeteils sind deutlich größer als die des dehnsteiferen Fügeteils. Am Rand wird der Kleber also besonders stark schubverformt.

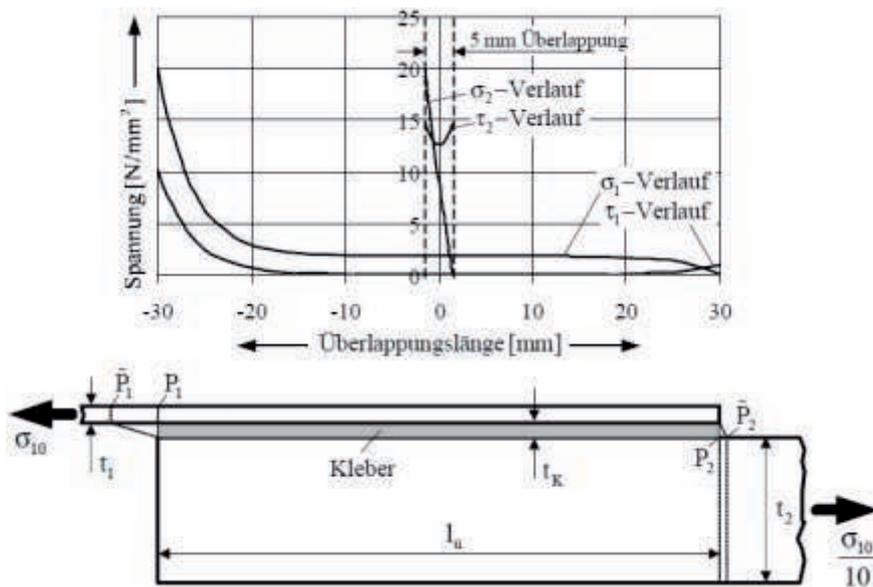


Abbildung 13: Auswirkung ungleich dicker Fügeile [5]

1.2.2.7 Konstruktive Besonderheiten

Für die Gestaltung einer Klebefuge müssen zwei wichtige Voraussetzungen erfüllt sein. Da die Festigkeit des Klebers geringer ist als die der Fügeile, muss eine ausreichende Klebfläche vorhanden sein. Des Weiteren sind Maßnahmen zur Vermeidung von Spannungsspitzen zu ergreifen.

Eine Klebefuge besitzt ihre größte Festigkeit parallel zur angreifenden Kraft, sodass sich eine Schubbeanspruchung ergibt.

Weniger gut ist die Beanspruchung durch Zug zu bewerten. Die aufnehmbaren Zugkräfte des Klebers sind im Allgemeinen geringer als die des Fügeteils. Somit können die Werkstoffigenschaften des Fügeteils nicht optimal ausgenutzt werden.

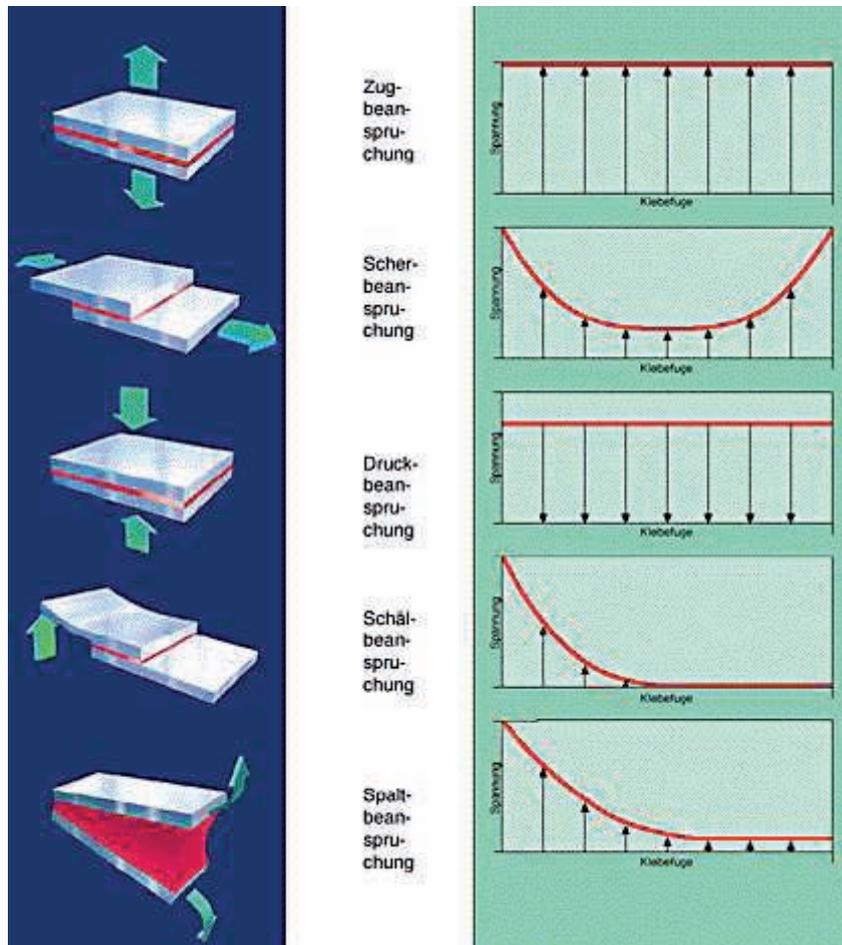


Abbildung 14: Die häufigsten Belastungsarten und ihre Spannungsverteilung in der Klebefuge [6]

Um die zuvor erwähnten Spannungsspitzen im Randbereich zu vermeiden, wird das sogenannte Kombinationskleben angewendet. Im Mittelteil der Fuge befindet sich die Klebschicht K_1 mit einem hohen Schubmodul G_1 . An den Überlappungsenden wird eine Klebschicht K_2 mit einem geringen Schubmodul G_2 verwendet (vgl. Abbildung 15). Durch plastisches Fließen können die Klebschichten K_2 aufgrund des geringeren Schubmoduls G_2 den Fügeiteildehnungen an den Überlappungsenden folgen. Bedingt durch den größeren Schubmodul G_1 , kann die im Mittelteil der Klebefuge befindliche Klebschicht K_1 in erhöhtem Umfang zur Lastübertragung herangezogen werden. So können die Spannungsspitzen bis zu 25% abgemindert werden.

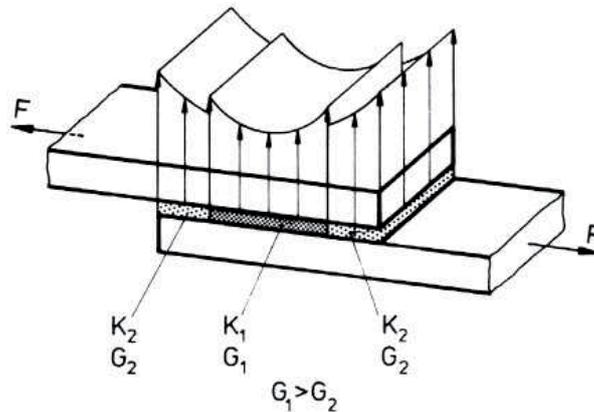


Abbildung 15: Spannungsverteilung in einer Kombinationsklebung [4]

1.2.3 Klebeanker

Die verwendeten Anker (\varnothing 12 mm) entstammen dem ComBAR® Programm der Fa. Schöck, diese bestehen aus einem Vinylesterharz mit ca. 70-80% Glasanteil. Der ComBAR® GfK-Teller besteht aus einem glasfaserverstärkten, teilkristallinen Polystyrol mit einem E-Modul von ca. 10 MPa und einem Schmelzpunkt von ca. 300°C. Beide Harze sind auf ihre Dauerhaftigkeit von der Fa. Schöck geprüft.

In [1] wurden verschiedene Klebstoffe für die Verbindung Beton-GfK getestet. In Tabelle 1 sind die für die Untersuchung ausgewählten Klebsysteme aufgelistet. Aufwändige Laborversuche, wie z. B. Haftzugversuche mit einem Dübelauszugerät (vgl. Abbildung 17) und Rechenmodelle haben gezeigt, dass die Standsicherheit des Fassadensystems bei entsprechender Dimensionierung der Klebfläche gegeben ist.

Bei der Auswahl des Klebstoffs wurden sowohl mechanische als auch wirtschaftliche Kriterien berücksichtigt. Das Klebstoffsystem „Sika AnchorFix-3+“ besaß hiernach das beste Eigenschaftsprofil.



Abbildung 16: Schöck ComBAR® GfK Anker – GfK Stab mit einem Kopfteller [1]



Abbildung 17: Haftzugprüfung der GfK-Beton-Verbindung [1]

Tabelle 1: untersuchte Klebstoffsysteme [1]

Klebstoffe	Chemische Basis	Anwendung	Verarbeitungszeit bei 23°C [min.]	Härtung bei 23°C [h]	Zugfestigkeit [MPa]
Sikadur-33	2K-EP	Beton Stahl Stein	90	48	15
Sika Anchor Fix-3+	2K-EP	Beton Stahl Naturstein	5	2	12
Sika Force 7752	2K-PU	Breites Haftungsspektrum	60	72	10
SikaFast 5215	2K-AC	Metalle Kunststoffe Glas	5	0.3	10
SikaTack Panel	1K-PU	Alu Faserzement Glas Keramikplatten	10	24	2,5

1.2.4 UHPC

Zur Herstellung der Obergurte der Stahl-Glas-Beton Verbundträger erfolgte basierend auf einer bereits vorhandenen und in anderen Projekten erfolgreich eingesetzten UHPC-Zusammensetzung eine weitere Optimierung der Frisch- und Festbetoneigenschaften für die speziellen Anforderungen im Einsatz bei filigranen Platten. Bei der Auswahl der Ausgangsstoffe sollen darüber hinaus wirtschaftliche und ökologische Optimierungsaspekte beachtet werden. Deswegen spielen die Möglichkeiten eines teilweisen Ersatzes von Zement durch neuartige Zusatzstoffe bei den Untersuchungen neben der Optimierung der Packungsdichte eine wesentliche Rolle. Die Auswahl der eingesetzten Ausgangsstoffe sollte sich dabei sowohl an der Marktverfügbarkeit als auch an der gleichmäßigen und gleichbleibenden Qualität orientieren. Ohne eine gleichbleibende Qualität der Ausgangsstoffe und deren Kontrolle durch umfangreiche Qualitätssicherungsmaßnahmen können die erforderlichen Eigenschaften des UHPC nicht sichergestellt werden. Um die hohe Leistungsfähigkeit des UHPC ausnutzen zu können, sind darüber hinaus höchste Anforderungen an die Präzision bei der Herstellung und Verarbeitung gestellt.

Die Eigenschaften des UHPC im erhärteten Zustand werden maßgeblich von den Eigenschaften im verarbeitbaren Zustand bestimmt. So lassen sich die erforderlichen Festigkeiten und eine ausreichende Dauerhaftigkeit eines Bauteiles nur erreichen, wenn der Baustoff im frischen Zustand die entsprechend geeigneten Verarbeitungseigenschaften aufweist. Diese Eigenschaften werden im Wesentlichen durch das Deformations- und Fließverhalten des verwendeten Baustoffs bestimmt.

Beim Einsatz von Verdichtungsenergie sollte auch deren Einfluss auf die Faserorientierung berücksichtigt werden. Eine in Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik entwickelte Computer-Tomographie Methode (vgl. [7]) ermöglicht die Analyse der Faserorientierung und der Faserverteilung. Im Rahmen von Vorversuchen zur Herstellung dünner Platten aus UHPC wurden unterschiedliche Herstellungsvarianten und

deren Auswirkung auf die Verteilung und die Ausrichtung der Fasern durchgeführt.

Fasern werden ultrahochfestem Beton zugegeben, um eine Verbesserung seiner Festbetoneigenschaften zu bewirken. Neben der Erhöhung der Biegezug- und Querkrafttragfähigkeit haben die Fasern eine positive Wirkung auf das Riss- und Verformungsverhalten. Die Duktilität des Baustoffes Beton wird entscheidend verbessert.

Die Fasern werden in der Zementmatrix eingebettet und wirken so als „Bewehrung“. Diese Verbesserung beruht auf der Behinderung der inneren Rissausbreitung. Die Fasern verhindern zu große Rissöffnungen und verteilen diese zu vielen kleinen Rissen, daher kommt es erst spät zu durchlaufenden Trennrissen. Begrenzt wird die Zugtragfähigkeit des Faserbetons entweder durch die Festigkeit der Faser oder den Verbund zwischen Faser und Matrix. Je höher die Druckfestigkeit eines Betons ist, desto spröder versagt dieser. Gerade bei ultrahochfestem Beton ist daher der Einsatz von Fasern unverzichtbar, um ein sprödes Versagen zu verhindern. Die Faserverstärkung bewirkt eine deutliche Verbesserung des Nachbruchverhaltens.

Da sich die Frischbetoneigenschaften und auch die Festbetoneigenschaften von UHFB sehr stark beim Auftreten von Dosierfehlern und Änderungen in der Mischreihenfolge, der Mischintensität und der Mischdauer ändern können, sind geeignete Mischregime unbedingt vorab für den jeweils verwendeten Mischer und die eingesetzte Rezeptur festzulegen (siehe [8]). Neben einer Überprüfung der Ausgangsstoffe auf gleichbleibende Eigenschaften und einer besonderen Sorgfalt bei der Einwaage der Ausgangsstoffe ist ein angepasstes Mischregime ein unerlässlicher Faktor für eine gleichbleibende Betonqualität. Aufgrund der im Vergleich zu Normalbeton deutlich höheren, erforderlichen Mischintensität und -dauer für einen homogenen Aufschluss aller Komponenten ist mit einer deutlich verstärkten Temperaturerhöhung zu rechnen. Um Frischbetontemperaturen über 25 °C zu vermeiden und die rheologischen Eigenschaften nicht zu verschlechtern, sind die Ausgangsstoffe vorzukühlen.

Im Mischer ELBA EMS 60E sind Mischungen bis maximal 50 Liter für die Herstellung von kleineren Prüfkörpern möglich. Während im Liebherr ZE 500/750 maximal 240 Liter für die Herstellung der großen Probekörper gemischt werden können. Es ist zu berücksichtigen, dass die Fließmitteldosierung bei Verwendung des Liebherr ZE 500/750 die Fließmitteldosierungen um 0,5 -0,6 % reduziert wurden, um vergleichbare Frischbetoneigenschaften zu erzielen.

Tabelle 2: Mischregime für Mischer ELBA EMS 60

Nr.	Ausführung	Gesamtzeit [min]	Gesamtzeit mit FM-Dos. [min]	Zeit [s]	Umdrehungen [1/min]
1	Zement + Zuschlag + Gesteinsmehl	02:00		120	30
2	Wasser + Silikasuspension	03:00		60	30
3	FM-Zugabe				
4	50 – 60 %	05:00		120	40
5	restlichen 40 – 50 %	06:00		60	40
6	schnell Nachmischen	07:00		60	60
7	Ruhepause + Sichtkontrolle (bzw. Setzfließmaß u. t_{500} -Zeit)*	08:30		90	0
8	FM-Nachdosierung falls erforderlich		10:30	120	40
9	Nach FM-Dosierung: Ruhepause + Sichtkontrolle		12:00	90	0
10	Aufmischen	09:00	12:30	30	40
11	Faserzugabe (ca. 20 s) und mischen	11:00	14:30	120	40

Tabelle 3: Mischregime für Liebherr Tellerischer ZE 500/750

Nr.	Ausführung	Gesamtzeit [min]	Gesamtzeit mit FM-Dos. [min]	Zeit [s]
1	Zement + Zuschlag + Gesteinsmehl	02:00		120
2	Ruhepause + Wasser + Silikasuspension	03:00		60
3	Mischen	04:30		90
4	50 – 60 % FM + Mischen	07:00		150
5	restlichen 40 – 50 % FM + Mischen	09:30		150
7	Ruhepause + Sichtkontrolle + Probenentnahme ohne Fasern (bzw. Setzfließmaß u. t_{500} -Zeit)*	13:30		240
8	FM-Nachdosierung falls erforderlich		15:30	120
9	Nach FM-Dosierung: Ruhepause + Sichtkontrolle		17:00	90
10	Aufmischen	15:30	19:00	120
11	Faserzugabe	17:00	20:30	90
10	Mischen	20:00	23:30	180

2 Planungsphase

2.1 Architektur

Die Gliederung der Fassade in Dreiecke und Trapeze beruht im Entwurf auf dem Prinzip des horizontalen und vertikalen Schneidens des Kubus; die Schnittlinien stellen die Fugen der Fassade dar. Durch Abwandlung der Schnittwinkel und der Abstände der Schnittebenen entstehen die unterschiedlich großen Fassadenstücke und definieren so eine formale Spannung im Erscheinungsbild.

Einzelne Fassadenstücke werden als rahmenlose Fensterflächen ausgebildet und sorgen so – neben der Funktion des Lichteinfalls – für eine weitere asymmetrische Flächengliederung. Auch der Eingang wird so formal erzeugt, wobei ein eingestellter Rahmen (Edelstahl oder anderes Metall, im Kontrast zu den Beton-Fassadenflächen) als zusätzliches Element die Zugangsfunktion betont (vgl. Abbildung 18).



Abbildung 18: Visualisierung des Großdemonstrators „Klebtechnik im Hochbau“

Die Farbigkeit des Gebäudes wird allein durch den natürlichen Grauton des Betons erzeugt. Es wird damit gerechnet, dass bei der Herstellung im Grauwert leichte Helligkeitsunterschiede zwischen den einzelnen Fassadenplatten entstehen; auch Helligkeitswert-Unterschiede innerhalb der Fläche einer einzigen Fassadenplatte wurden angenommen. Diese Effekte sind sehr willkommen, da sie für eine zusätzliche Nuancierung des formalen Gesamtbilds sorgen und den Kubus „zum Leben bringen“.

Bei der Übertragung des Entwurfs in die Bauantrags- und Fertigungsplanung wurden die das formale Bild erzeugenden Schnittebenen leicht modifiziert, um das Auftreten zu großer (zu viel Fläche in einem Element) und zu kleiner (zu wenig Klebepunkt-Flächen) Fassadenplatten zu vermeiden.

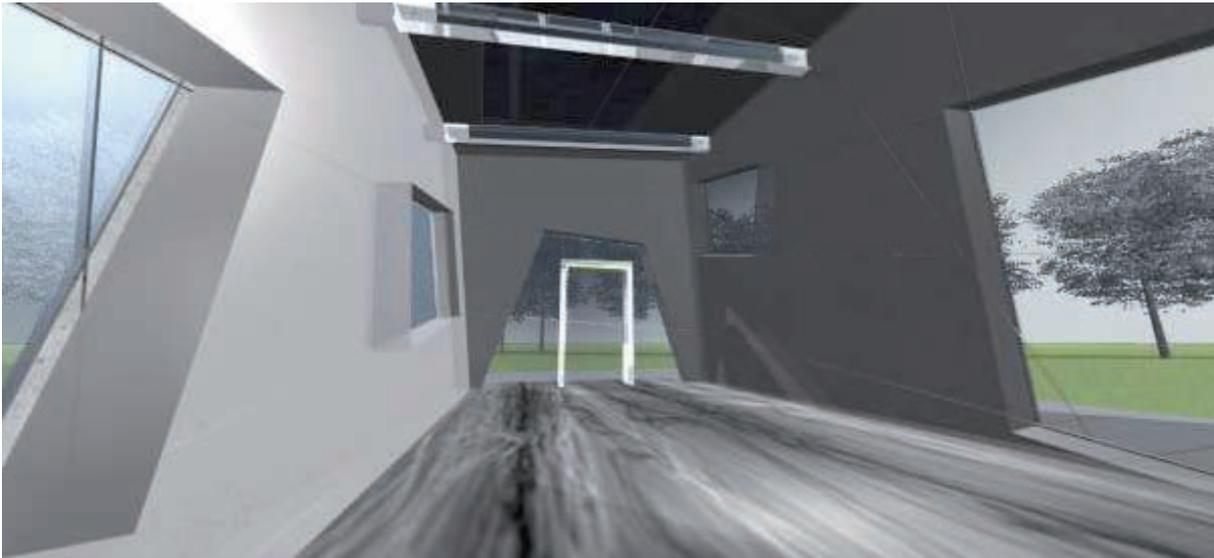


Abbildung 19: Visualisierung der Innenansicht

Weiterhin trat bei der Umsetzung des Entwurfs das Phänomen unterschiedlicher Schnittkanten-Längen auf („gerader“ Schnitt erzeugt kurze Schnittkanten, schräger Schnitt erzeugt längere Schnittkanten!).

Da die formale Massivität des Kubus nicht durch Fugenausbildungen entlang der Gebäudekanten gestört werden soll, müssen Fassadenelemente mit zwei (resp. an den oberen Kubusecken sogar drei) rechtwinklig zueinander stehenden Flächen gefertigt und montiert werden.

Im Zusammenhang mit dem beschriebenen „Kanteneffekt“ würden in der Fertigung dieser Elemente bei gegenüberstehenden Flächen geometrisch unterschiedliche Kantenlängen entstehen. Um diesen für die Fertigung nachteiligen Effekt zu vermeiden, wurde davon ausgegangen, dass alle Kanten rechtwinklig zu ihren Flächen ausgebildet werden und im genannten Fall der Kubuskanten und -ecken durch eine Verschleifung in der Schalung die Kanten unmerklich zueinander stehend ausgebildet werden können. Die Machbarkeit dieses Lösungsansatzes für die Fertigung wurde im 1:1 Versuch bereits zufriedenstellend nachgewiesen.

Die Herstellbarkeit der asymmetrischen Fenster (formfolgende Rahmenkonstruktionen mit aufgeklebten Glasflächen, getöntes Isolierglas) und deren Einbaumöglichkeiten wurden im Zug der Planungsumsetzung positiv geprüft.

Die Anordnung, Integration, Einbau und Anschluss der Solarenergie-Kollektoren wurde im Konzept und im Prinzipdetail gelöst.

Für die Verarbeitung (Weiterleitung oder Speicherung) des durch die Solarkollektoren verursachten Energieeintrags ist eine „Technikwürfel“ im Kubusinneren vorgesehen (vgl. Abschnitt 2.2.3), der neben der Solartechnik auch weitere gebäudetechnische Komponenten (Strom,

Licht) aufnehmen soll.

2.2 Entwicklung von Ausführungsdetails

2.2.1 Glas-Beton-Stahl Verbundträger

Der aktuelle Trend in der Architektur wird durch äußerst filigrane, schlanke und leicht wirkende Konstruktionen bestimmt. Gerade durch den Einsatz des Baustoffes Glas, kann dies optimal verwirklicht werden. Aufgrund des hohen Versagensrisikos von Glas wurde dieser Werkstoff bis vor kurzem meist nur als „ausfachendes“ Element ohne Aussteifungs- bzw. Tragwirkung für die Konstruktion eingesetzt. Die tragenden Funktionen übernehmen meist die klassischen Werkstoffe wie Stahl, Holz, Kunststoffe oder Beton. Die Befestigung von Glas an der tragenden Unterkonstruktion erfolgt in der Regel mittels diverser mechanischer Verbindungsmittel (Klemmleisten, gebohrte Punkthalter). Für Lasttragende Klebungen im Glasbau werden derzeit weltweit lediglich Klebungen mit Silikonen eingesetzt. Hierfür liegen nationale und auf europäischer Ebene eingeführte Regelungen vor (ETAG 002, Guideline for European Technical Approval for Structural Sealant Glazing Systems (SSGS)). Da diese Richtlinien jedoch die Verwendung von silikonbasierten Kleb-Dichtstoffen explizit vorschreiben, ist damit die Realisierung von Verbundträgern nur bedingt möglich.

Die moderne Klebstoffchemie bietet eine Vielzahl von Klebstoffsystemen mit maßgeschneiderten Eigenschaften, die grundsätzlich für diese attraktiven Anwendungen in Frage kommen. Die wesentlichen Unterschiede zwischen elastischen Klebstoffen (z.B. Silikonen), die oberhalb ihrer Glasübergangstemperatur im entropieelastischen Zustand eingesetzt werden und höher vernetzten Strukturklebstoffen (z.B. Epoxidharzklebstoffe) zeigen sich anhand unterschiedlicher Materialeigenschaften in Bezug auf Nachgiebigkeit, maximal erreichbare flächenbezogene Festigkeit und Querkontraktionsverhalten. Während gummielastische Klebstoffe bevorzugt in Bereichen eingesetzt werden, bei denen der Ausgleich von Verformungsunterschieden zur Vermeidung von Zwängungen gefordert wird und ausreichend große Fügeflächen zur Übertragung der Gesamtlast zur Verfügung stehen, werden Strukturklebstoffe bevorzugt verwendet, wenn eine hohe Schubsteifigkeit gefordert ist, weil z.B. nur geringe Verformungen zugelassen werden können oder wenn hohe Festigkeiten bei begrenzten Fügeflächen benötigt werden. Während chemisch vernetzende strukturelle Klebstoffe sich im Bereich der Verbunddübelbefestigung im Bohrloch im Bauwesen bereits seit vielen Jahren erfolgreich bewährt haben, sind Klebverbunde mit tragender Funktion der Flächenklebung heute noch eine Ausnahme. Der Grund dafür sind häufig fehlende Erfahrungen bezüglich des Langzeitverhaltens und der Beständigkeit der Klebverbindung unter Klimaeinwirkung und die daraus resultierenden Vorbehalte bei der technischen Zulassung. Die hervorragende langzeitbeständige Adhäsion der Silikonklebstoffe zum SiO-Netzwerk der anor-

ganischen Gläser, die unter anderem ausschlaggebend für die Eingrenzung der ETAG 002 auf diese spezielle Klebstoffgruppe war, kann heute auch durch die Verwendung von Haftvermittlern und die Modifizierung anderer Basispolymere mit reaktiven Silangruppen von modernen Klebstoffen erreicht werden. Für die Konstruktion und den Einsatz bei Glas-Beton-Stahl Verbundträgersystemen steht damit eine breite Palette von Klebstoffsystemen zur Verfügung, die zur Realisierung von langzeitbeständigen und materialsparenden Konstruktionen eingesetzt werden können.

Im Gegensatz zu den kraft- und formschlüssigen Fügeverfahren, bei denen die Verbindung durch Reibkräfte oder die Formgebung der Fügeteile hergestellt wird, liegen die, für die stoffschlüssige Kraftübertragung bei Klebverbindungen relevanten adhäsiven Wechselwirkungskräfte im Bereich atomarer und/oder molekularer Dimensionen. Die mechanischen Eigenschaften von Klebverbindungen in Bezug auf das mechanische Verhalten und die Beständigkeit werden insbesondere durch die konstruktive Gestaltung der Fügestellen, die Art der verwendeten Klebstoffe und den Zustand bzw. die Vorbehandlung der zu klebenden Oberflächen bestimmt.

Obwohl sich aufgrund der Sprödigkeit und Kerbempfindlichkeit von Glas das Kleben zur Befestigung besonders anbietet, ist die Forschung im Bereich der strukturellen Glasklebtechnik, so wie sie im Bauwesen zum Einsatz kommen soll, bislang noch vergleichsweise schwach entwickelt. Dennoch verfügt der Glasbau traditionell über jahrzehntelange Erfahrungen im Einsatz der Klebtechnik. Dazu gehören beispielsweise das Dichtkleben bei Mehrscheibenisoliertgläsern oder die Herstellung von Verbundsicherheitsglas.

Der Einsatz von Glasträgern im Bauwesen ist bereits Stand der Technik. Sie finden Ihre Anwendung sowohl vertikal als auch horizontal als Biegeträger in Fassadenkonstruktionen oder Bauwerken des konstruktiven Glasbaus. Hierbei tragen sie beispielsweise Eigen- und Windlasten in Konstruktionen durch Biegung an Unterkonstruktionen weiter. Durch die Fähigkeit von Glas Zugkräfte nur bedingt aufnehmen zu können und bei Überschreitung der Festigkeitsgrenzen spontan zu versagen, sind diesen Elementen Grenzen hinsichtlich der aufnehmbaren Last sowie den Abmessungen gesetzt. Das Verhalten von Trägern aus Betonwerkstoffen ist dadurch gekennzeichnet, dass die Druckfestigkeit des Betons um ein mehrfaches höher ist als dessen Zugfestigkeit. Eingebettete Armierungseisen sorgen in den klassischen Stahlbetonbauteilen für eine ausreichende Festigkeit im Bereich der Zugzone von biegebelasteten Trägerelementen. Im Stahlbau bestehen Biegeträger meist aus Walz oder Schweißprofilen welche durch ihre charakteristische Doppel-T oder auch I-Form bekannt sind. Diese Geometrie ist geeignet um große Spannweiten zu überbrücken und Lasten durch Biegung abzutragen. Das Flächenträgheitsmoment um die designierte Biegeachse wird hier maßgebend durch die Höhe des Steges sowie die Steiner'schen Anteile der außen liegen-

den Flansche definiert. Eine Kombination dieser Trägerarten, eines Glasschwertes, eines Untergurtes aus Stahl und eines Obergurtes aus Beton zu einem Glas-Beton-Stahl Hybridträger bringt eine Vielzahl von Vorteilen mit sich. Nicht nur wird das Glasschwert stabilisiert, ebenso lässt sich durch die Kopplung der Elemente eine erhöhte Biegetragfähigkeit erreichen als sich durch die Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Elemente ergeben würde.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhaben wurde das Wissensspektrum über die Anwendung von Klebstoffen bei neuen Konstruktionen auf Glas-Beton-Stahl Hybridträger erweitert um dem Glasbau neue Impulse verleihen zu können. Besonders hervorzuheben ist, dass diese neuen tragfähigen Elemente durch den gläsernen Steg ein hohes Maß an Transparenz besitzt und sich somit bestens für den Einsatz in leicht wirkenden Konstruktionen eignet.

Der Einsatz von UHPC (Ultra High Performance Concrete) ermöglicht die Herstellung eines filigranen und leichten Obergurts. Die hohe Druckfestigkeit von UHPC beruht in erster Linie auf der hohen Packungsdichte und den sehr niedrigen Wasserzementwert, der erst durch den Einsatz moderner Fließmittel auf Basis synthetische organische Polymere (z.B. Polycarboxylatether) möglich wird.

Gegenüber einem „normalfesten“ Beton weist UHPC einen wesentlich höheren Anteil an Zement auf. Jedoch kann durch die hervorragenden Eigenschaften dieses Hochleistungsbaustoffs, aufgrund der filigraneren Bauweise, Material eingespart werden. So liegen Bauteile, die aus UHPC gefertigt werden, in der CO₂-Bilanz vor Bauteilen aus Normalbeton. (Angaben zur Verwendeten UHPC-Mischung (vgl. Abschnitt 1.2.4)).

2.2.2 Dachkonstruktion

Die Dachdecke besteht in der ersten Ebene aus 10 Solarkollektoren und der darunter liegenden zweiten Ebene, bestehend aus Wärmedämmung und Abdichtungsbahnen, die als eigentliche Abdichtungsebene fungiert.

Die Solarkollektoren liegen in einem Stahlrahmen, der die Lasten direkt über angeschweißten „Kopfbolzen“ über Z-Profile auf die Verbundträger ableitet.

Für die Befestigung der Z-Profile auf dem Verbundträger wurde, entgegen den ersten Planungen, ein zweiter oberer Flansch aus Stahl unter dem eigentlichen UHPC-Flansch angeordnet. So ist es möglich Gewindebolzen auf diesen Flansch zu schweißen, mit deren Hilfe die Z-Profile befestigt werden können (vgl. Anlage 4 „Verbundträger“).

Den Abbildung 20 und Abbildung 21 können sowohl die Lage der Kollektoren als auch der Aufbau der Dachkonstruktion entnommen werden.

Zur Erreichung einer sauberen Untersicht und einer ebenen Auflagefläche für die Wärmedämmung wird ein Trapezblech auf den Verbundträger montiert. Dieses Blech besitzt die

gleiche Höhe wie die Z-Profile.

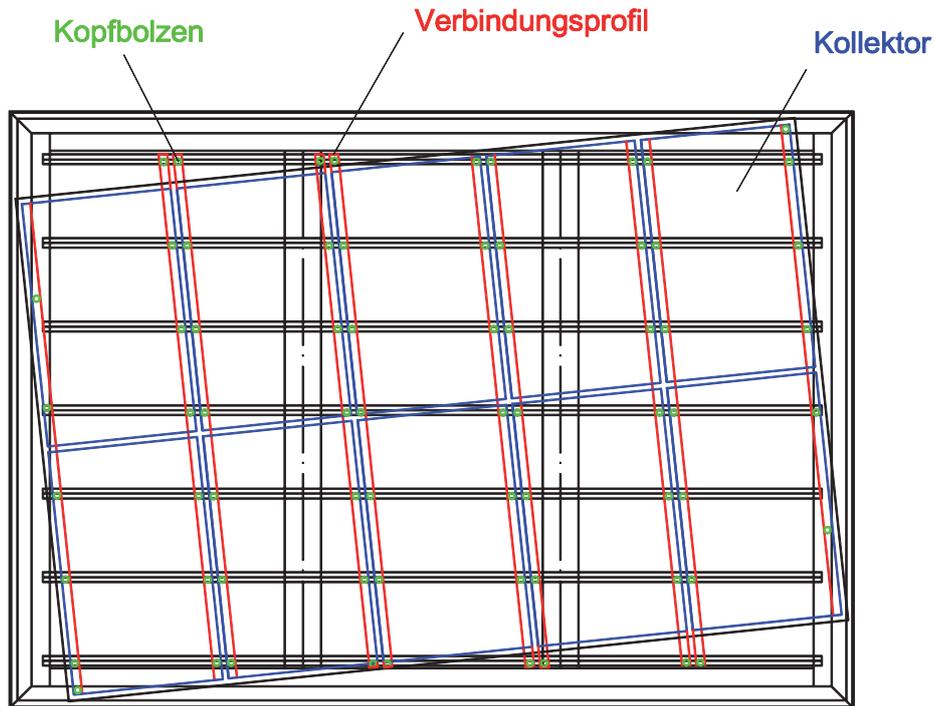


Abbildung 20: Einteilung der Solarkollektoren

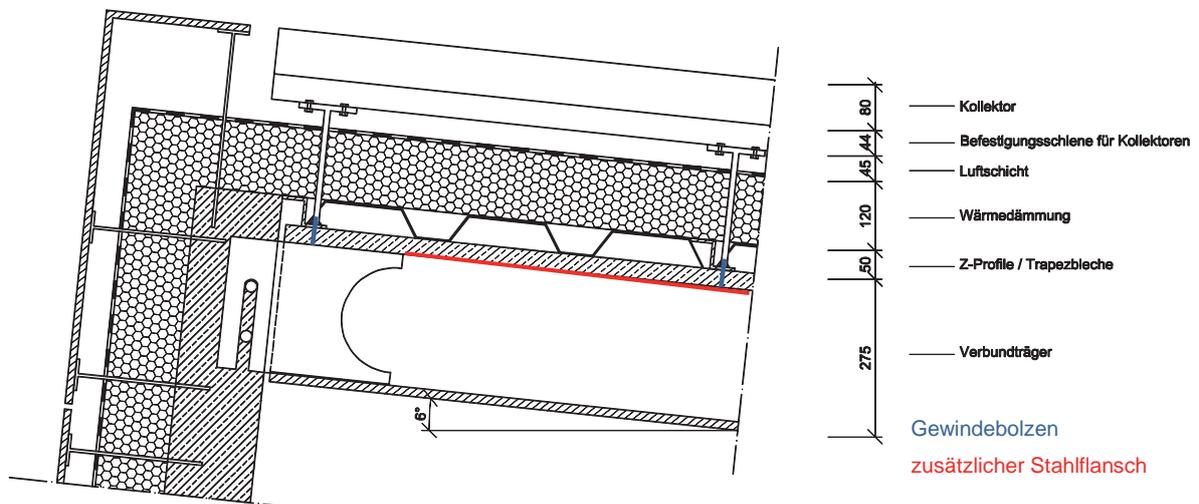


Abbildung 21: Aufbau der Dachkonstruktion

2.2.3 Technikwürfel

Hintergrund des Technikwürfels ist die Adäquanz zu neuen Bautechniken. Auch haustechnische Themen sollen inhaltlich weiter behandelt und entsprechend zukunftsweisend geprägt werden. Im Forschungsprojekt „Small House“ sollen die notwendigen haustechnischen Komponenten dargestellt und entsprechend der formalen Ausbildung der Fassade gestaltet werden.

Hinter dem Entwurf steht die **Idee** der baulichen Zusammenfassung aller technisch erforderlichen Einrichtungen, die zum Betrieb des Hauses notwendig sind.

Die Technik der filigranen Fassadengestaltung findet beim E-Würfel direkte formale Umsetzung; die Materialien und Fugenbreiten der Fassade werden in der Gestaltung verwendet (vgl. Abbildung 22).

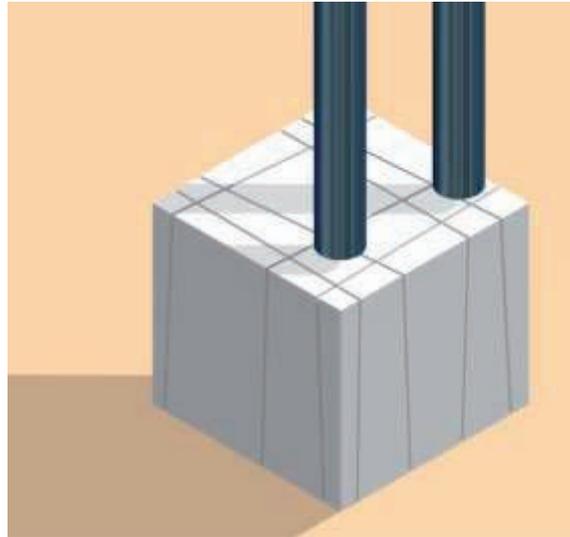


Abbildung 22: Visualisierung des Technikwürfels

Die **technischen Inhalte** des „E-Würfel“ sind entsprechend den Anforderungen des „Small House“ reduziert:

- Stromeinleitung von außen zur Speisung der Wärmepumpe
- Hauptsicherung und Stromkreissicherung(en)
- Stromzähler vom Energieversorger
- Aufnahme der Ein- und Ausleitungen zu den solarthermischen Elementen auf dem Dach, ggf. Ein- und Ausleitung zum Erdwärmespeicher resp. zum Speicher unter Bodenplatte; ggf. Aufnahme der Wärmepumpe, Bedienpaneel zur Steuerung der Funktionen Wärmepumpe, Ausleitung des Wärmediums zur Fußbodenheizung
- Ausleitung Strom zur „Lichtsäule“ (Element zur Beleuchtung des „Small House“). Schaltung des Stroms über Funkschalter.
- Steckdosenleiste zum Anschluss von Geräten 220 V. Ein- / Aus-Schaltung der Leiste über Funkschalter.

Abbildung 23 zeigt die systematische Darstellung des möglichen technischen Aufbaus des Technikwürfels.

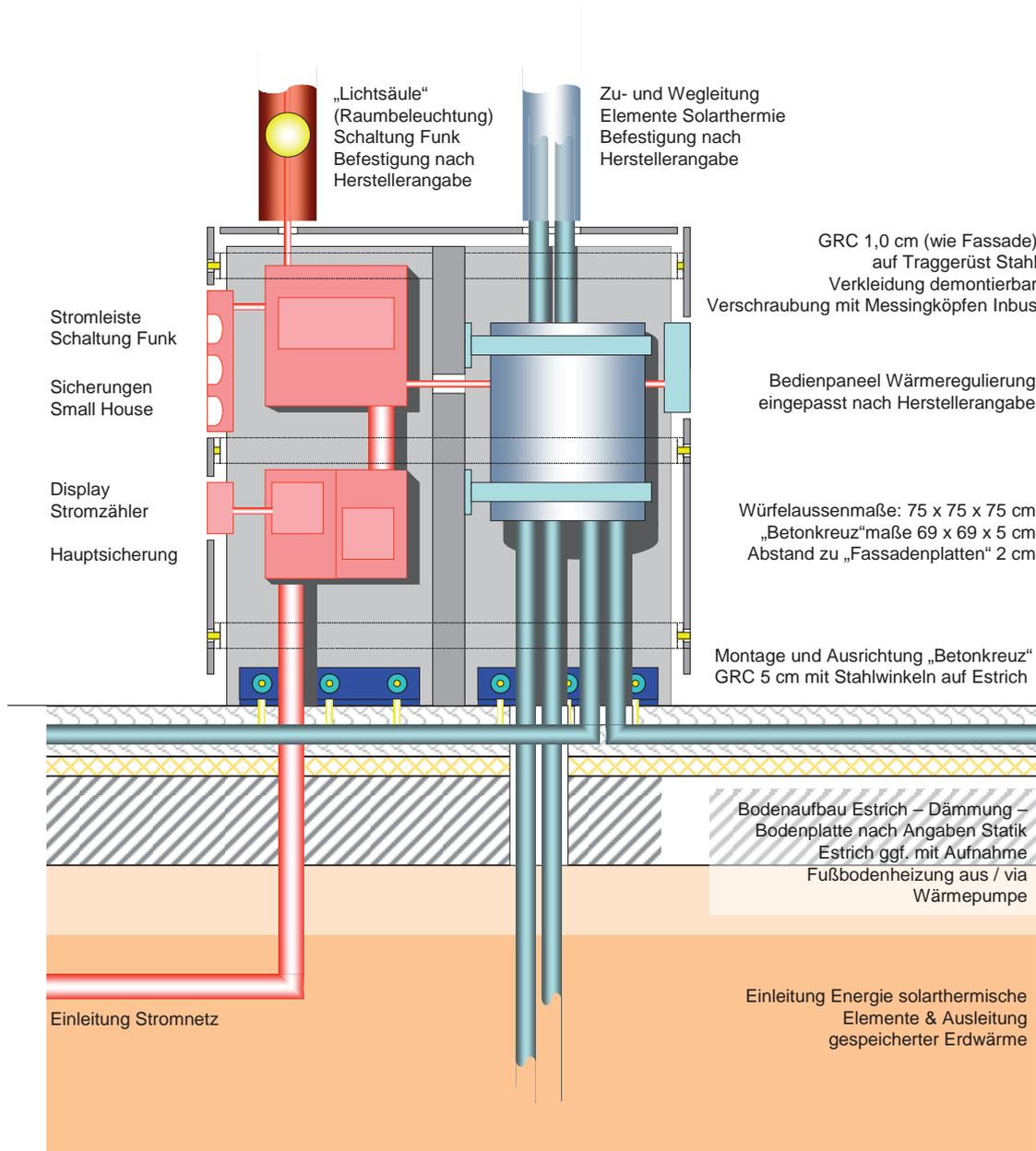


Abbildung 23: Schematischer Aufbau des Technikwürfels

2.2.4 Tragschale

Die Tragschale besteht aus 15 cm dicken Fertigteilen, die in ein Köcher-Streifenfundament eingesetzt werden.

Die Herstellung auf einem Standardschaltisch eines Fertigteilwerkes schränkt die maximal mögliche Breite einer Wandtafel auf 3 m ein. Aus diesem Grund werden die Tragschalen des „Small House“ in mehrere Einzelelemente unterteilt.

Die Verbindung der einzelnen Fertigteillemente zu einem zusammenhängenden Tragwerk wird mit einem Schienensystem der Fa. Philipp realisiert. Dieses System, welches aus zwei unterschiedlich profilierten Schienen mit Seilschlaufen besteht, ermöglicht eine sichere Über-

tragung von Quer- und Zugkräften (vgl. Abbildung 24 bis Abbildung 26).

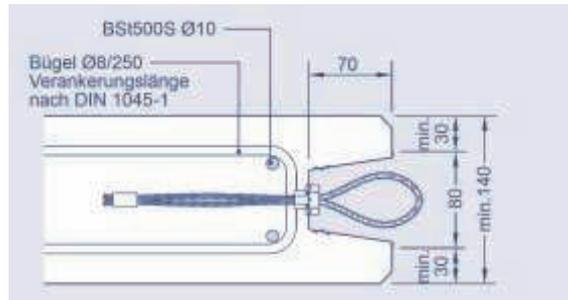


Abbildung 24: Power Duo System, Schiene A [9]

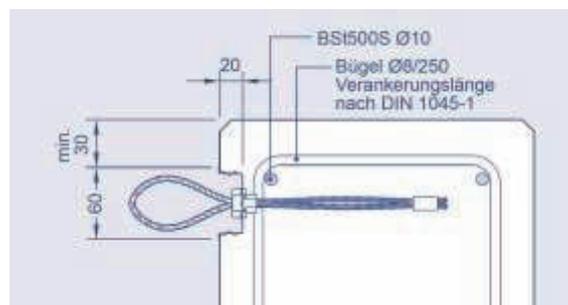


Abbildung 25: Power Duo System, Schiene B [9]

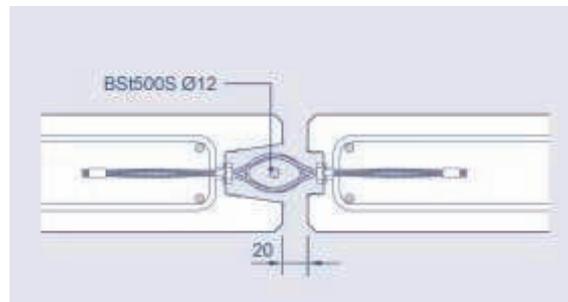


Abbildung 26: Power Duo System, Fugenbreite und erforderliche Bewehrung [9]

Die großen Fenster- und Türöffnungen ergeben zusammen mit der nötigen Aufteilung der Tragschale in Einzelelemente teilweise offene Bauteilgeometrien (vgl. Anlage 5), die Probleme beim Transport der Platten mit sich führen können. Zur Vermeidung von Rissen oder sogar eines Versagens während des Transportes wird eine zusätzliche Strebe über dem freien Plattenbereich angeordnet. Zudem verhindert dies eine unnötige Überdimensionierung der Bewehrung. Diese Versteifung wird nach dem Zusammenbau der Wandelemente entfernt. Abbildung 27 zeigt exemplarisch die Plattenaufteilung der Südwestwand. Die genauen Abmessungen sowie die angeordnete Bewehrung können den Plänen der Anlage 5 entnommen werden.

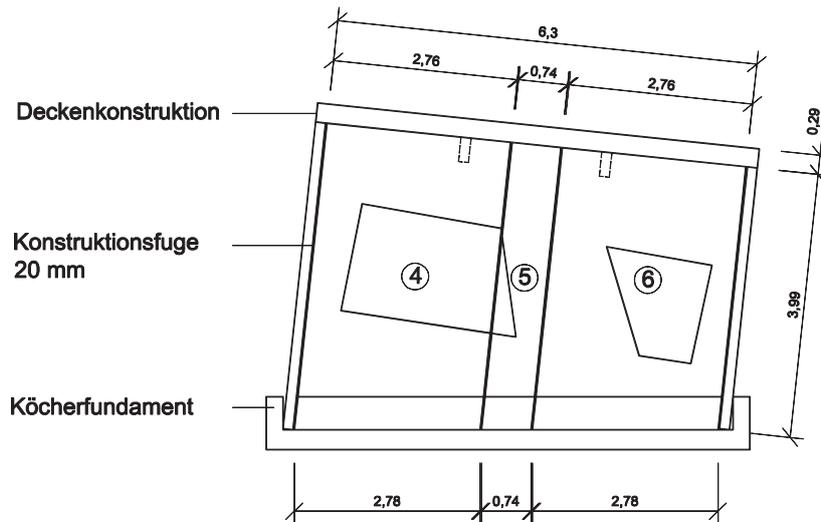


Abbildung 27: Plattenaufteilung, Südwest Ansicht

2.2.5 Fenster

Aufgrund der angestrebten hohen Maßgenauigkeit der Fassadenelemente mit durchgehend 10 mm Fugenbreite werden die Fenster, zwecks genauer Vermessung, erst nach Montage der Fassadenplatten hergestellt.

Für die Glasflächen soll aus architektonischer Sichtweise ein möglichst dunkles und stark spiegelndes Glas verwendet werden. Die Isolierglasscheiben bestehen aus zwei je 4 mm dicken Scheiben und einem 16 mm Scheibenzwischenraum.

Um die Glasscheiben wird ein umlaufender Winkelrahmen angeordnet. Zur Reduzierung der Einwirkungen beim Anziehen der Schrauben auf die Glasscheiben werden zwischen die Isolierscheiben und dem Winkelprofil je Seite 2 mm starke Gummieinlagen angebracht.

Mithilfe des umlaufenden Rahmens werden die Glasscheiben auf Edelstahlwinkel „aufgenietet“, die über Langlöcher an der Tragschale montiert werden. Über die Langlöcher ist eine genaue Ausrichtung der Scheiben möglich, sodass eine einheitliche Fassadenansicht entsteht.

Die Abdichtung der Wandfläche muss auf die Rahmen geführt und dort verklebt werden.

In mehreren Bereichen sind geteilte Glasflächen vorgesehen, die dem Fugenverlauf der Fassadenteilung folgen. In diesen Fällen werden die einzelnen Scheiben ebenfalls von einem umlaufenden Winkelrahmen umfasst. Die Verbindung der beiden Teilflächen wird über eine innenliegende Sprosse, mit der die Rahmen verschraubt werden, hergestellt. So kann auch über den Bereich der Fensterflächen hinweg eine durchgängige Fuge von 10 mm Breite realisiert werden.

Im Innenbereich werden die Fensterleibungsbereiche mit Seekieferplatten verkleidet und die

Hohlräume mit Wärmedämmmaterial verfüllt.

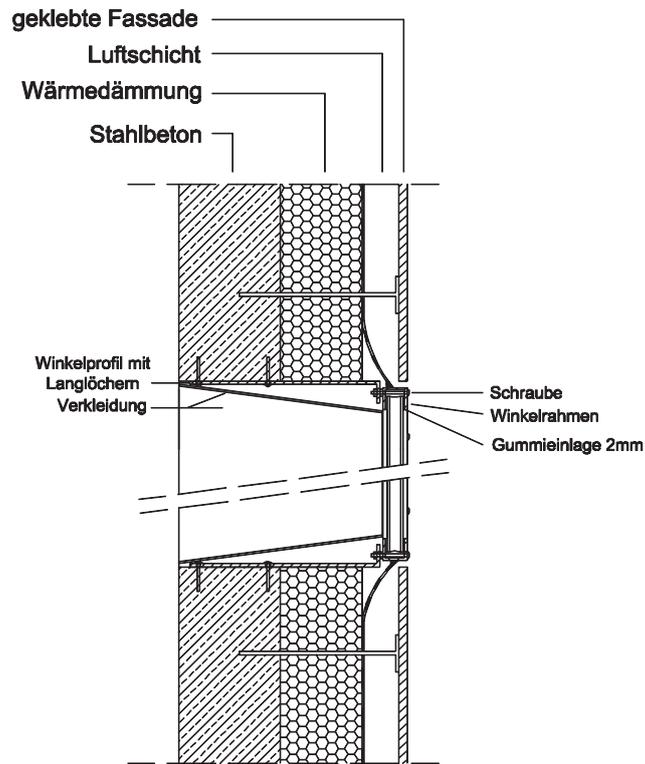


Abbildung 28: Fensteraufbau

3 Ausführungsphase

3.1 Fundament

Das Fundament wurde als umlaufendes Köcher-Streifenfundament konzipiert, in das die FT-Tragschalenelemente gestellt werden (vgl. Abschnitt 2.2.4). Aufgrund der Lage am Waldrand musste eine Baumrodung eines Teilbereichs des Baufeldes beantragt werden. Die Abbildung 29 bis Abbildung 32 zeigen den Bauablauf. Von den Rodungs- und Grundbauarbeiten, die Ende August beginnen konnten bis hin zur Betonage des Fundamentes.



Abbildung 29: Beginn der Rodungs- und Grundbauarbeiten



Abbildung 30: Herstellung der Fundamentschalung



Abbildung 31: Einbau der Bewehrung



Abbildung 32: Betonage des Köcher-Streifenfundaments

3.2 Tragschale

Die Einzelteile der Tragschale werden ca. 3 Wochen vor Einbau im Fertigteilwerk liegende hergestellt. Das Auflegen der Wärmedämmung und der Einbau der Klebeanker geschehen auf bzw. in den noch frischen Beton. Die Wärmedämmung wurde zuvor mithilfe vorgefertigter Schablonen an den Durchdringungsstellen vorgebohrt. Nun könne die Klebeanker durch die Wärmedämmung in den noch frischen Beton geschoben werden.

Im Bereich der Auflagerpunkte der Verbundträger werden Stahleinbauteile vorgesehen (vgl. Abschnitt 3.3.2.3).

Die Konstruktionsdetails können Abschnitt 2.2.4 entnommen werden.

3.3 Stahl-Glas-UHPC-Verbundträger

3.3.1 Allgemeines zur Herstellung des Verbundträgers

Glas ist aufgrund seiner hohen chemischen Beständigkeit, seines geringen spezifischen Gewichtes und nicht zuletzt wegen seiner Transparenz ein idealer Werkstoff für vielfältige Anwendungen im Bauwesen. Aufgrund des spröden Verhaltens und der hohen Kerbempfindlichkeit von Glas sind mechanische Befestigungsmittel zum Fügen nicht gut geeignet. Jedoch lassen sich Gläser mit sich selbst und anderen Materialien besonders vorteilhaft durch den Einsatz der Klebtechnik verbinden.

3.3.2 Herstellung des Verbundträgers

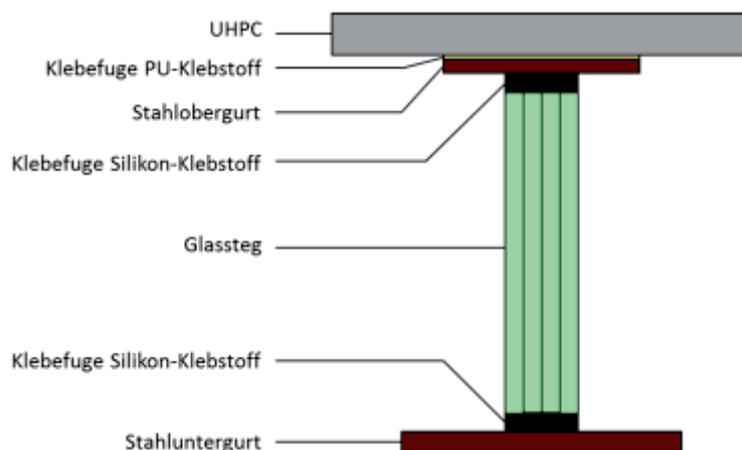


Abbildung 33: Verbundträgeraufbau

3.3.2.1 UHPC-Obergurt

Der UHPC-Obergurt bietet dank seiner geringen Höhe sowie der hohen Festigkeit einen optimalen Werkstoff zur Abtragung der Druckkräfte des Verbundträgers.

Für das Small House II Projekte wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern fünf ultrahochfeste Betongurte mit den Abmessungen 4,30m x 0,3m x 0,03m hergestellt. Zur Sicherheit und zur Verhinderung von Rissen beim Transport wurde in jeden Betonobergurt eine Q188 A Bewehrungsmatte auf halbe Gurthöhe ohne statische Relevanz eingelegt. Zusätzlich wurden Aussparungen mit einem Durchmesser von 20 mm in jeweils 700 mm Abständen angebracht. Durch die somit vorhandenen Löcher in der Betonplatte werden Gewindebolzen geführt, die auf den Stahlobergurten aufgeschweißt wurden. Den durch die Betonplatten herausragenden Gewindebolzen werden im eingebauten Zustand zwei Funktionen zugesprochen. Erstens den kraftschlüssigen Verbund von Träger und z-förmigen Querstreben zu gewährleisten, zweitens ein Herabfallen der Betonplatte im Falle eines Versagens der Beton-Stahl-Klebfuge zu vermeiden.

Da die Betonplatten eine Höhe von nur 30mm aufweisen, war es erforderlich ein spezielles Augenmerk auf die Transportfähigkeit zu legen und somit eine Beschädigung durch Erschütterungen und ruckartigen Schlägen zu vermeiden. Hierfür wurde eine transportfähige Schalung konzipiert und hergestellt.



Abbildung 34: Schalung und Betonage der Betongurte

Aufgrund der guten Fließfähigkeit des Betons wurde auf eine spezielle Rütteltechnik verzichtet. Luftbläschen, die sich beim Vergießen des Betons in die Maße eingeschlossen haben, wurden durch gleichmäßige Hammerschläge entlang der äußeren Schalung herausgetrieben. Durch abschließende Nachbehandlungen und eine langzeitige Abdeckung mit feuchten Tüchern wurde die Oberfläche der Betongurte vor frühzeitigen Rissen geschützt.

Die verwendete Betonrezeptur zur Herstellung der Betongurte kann Abb.: 2 entnommen werden.

Betonrezeptur	[kg/m ³]
Zement 42,5 R HS	800
Wasser	71
Sand 0/2	666,76
Sand 0,125/0,5	216,75
Quarzmehl QM 1600	194,8
Silocol EMSAC	240
Fließmittel ACE 30	34,5
Stahlfasern Ø0,125, L=6mm	144
	Σ 2367,81

Abbildung 35: Betonrezeptur

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften des hergestellten UHPC wurden zusätzlich Prüfproben in Form von 12 Betondruckwürfeln mit einer Kantenlänge von 100mm, 3 Betonzylinder Ø150 mm und einer Höhe von 300 mm sowie 6 Prismen mit den Abmessungen 40 mm x 40 mm x 160 mm hergestellt. Abbildung 36 zeigt eine Übersicht über die verwendeten Schalungen. Die jeweiligen Probekörper wurden, analog zu den Obergurten, unter den gleichen atmosphärischen Bedingungen gelagert und zum Fügetermin geprüft. Die Festbetoneigenschaften können Abbildung 37 entnommen werden.



Abbildung 36: Übersicht der verwendeten Probekörperschalungen

Betoneigenschaften nach 28 Tagen		
E-modul	[N/mm ²]	42736,17
Würfeldruckfestigkeit	[N/mm ²]	152,38

Abbildung 37: Festbetoneigenschaften

3.3.2.2 Glassteg

Die Stege der Verbundträger wurden aus vier verklebten Sicherheitsglasplatten (VSG) mit einer Länge von 4,30 m zu einem 0,23 m hohen und 0,05 m breiten Verbundsicherheitsglassteg zusammengefügt. Der Glassteg wurde extern von der Firma Glastroesch GmbH hergestellt und im fertigen Zustand zur weiteren Verarbeitung angeliefert.



Abbildung 38: Angelieferte Glasstege

3.3.2.3 Stahlbleche

Die verwendete Stahlkonstruktion, die zur Abtragung der Zugkräfte und Lagerung der Verbundträger dient, wurde von der Firma Donges hergestellt und an die TU Kaiserslautern angeliefert. Die Stahlkonstruktion setzt sich aus einem Stahluntergurt mit den Abmessungen 4300 x 200 x 15 mm, einem Stahlobergurt 4300 x 140 x 10 mm sowie vier senkrecht angeordneten Auflagerlaschen mit der Geometrie von 350 x 230 x 15 mm zusammen (vgl. Abbildung 39).

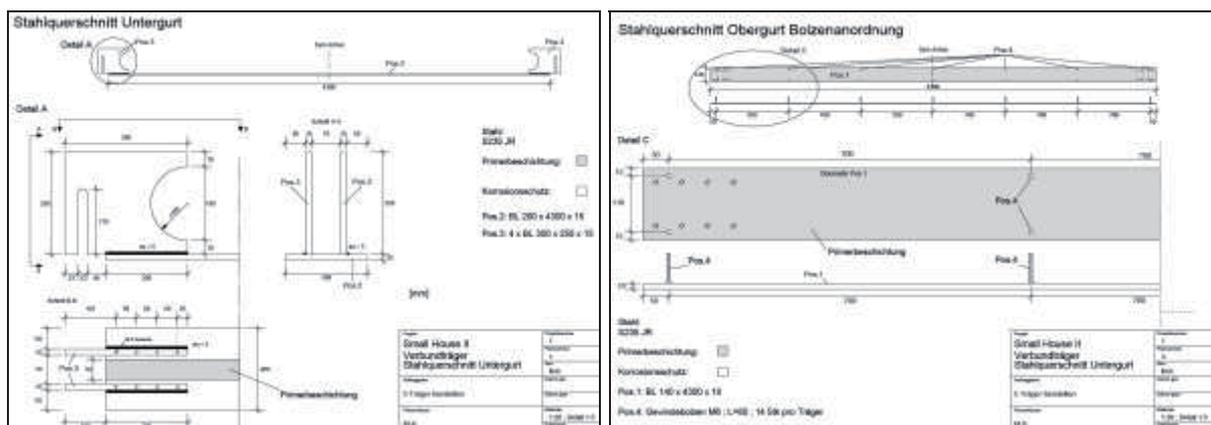


Abbildung 39: Pläne für den Stahlober- und Untergurt

Die jeweiligen Auflagerlaschen wurden mit einer einseitigen 5 mm starken Schweißnaht mit den Untergurten verbunden. Die Obergurte werden nach dem Fügevorgang von Glassteg und Stahluntergurt mit jeweils vier M6 Schrauben zur zusätzlichen Sicherung im Falle eines Klebstoffversagens an die Auflagerlaschen verschraubt.

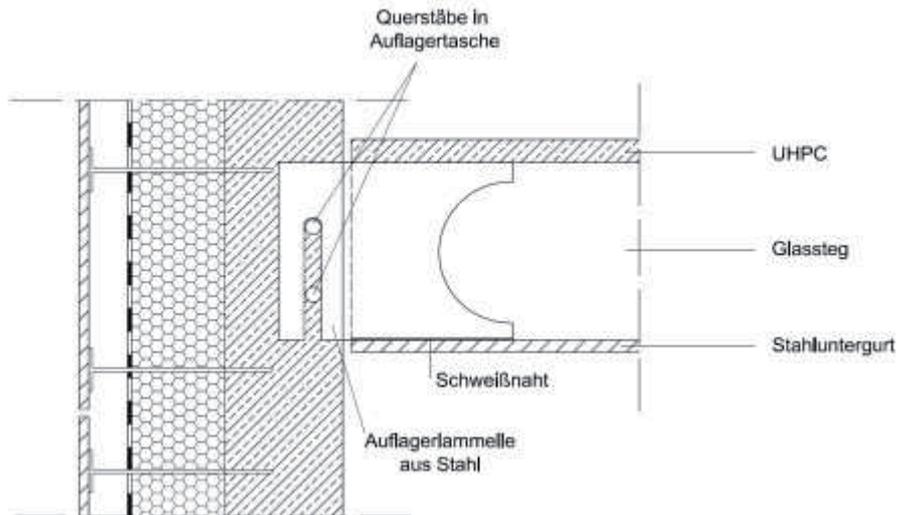


Abbildung 40: Auflagerbedingung in der Planungsphase

3.3.2.4 Fügen der Verbundpartner

Eine große Herausforderung beim Verkleben des Glassteiges und der Stahlbleche war es, eine einheitliche und konstante Klebschichtdicke von 10 mm zu erzeugen. Da es mit handelsüblichen Auspressgeräten nicht möglich war eine große Menge an Klebstoff einheitlich aufzutragen, wurden alle Klebungen in Co-Operation mit der Firma Kömmerling GmbH in den hauseigenen Werkhallen durchgeführt. Spezielle Auspressapparaturen und eine professionell Reinigung der Klebflächen gewährleisteten eine saubere und einheitliche Klebung der Materialien Stahl, Glas und Beton.

Im ersten Arbeitsschritt wurden die Stahluntergurte mit den angeschweißten Auflagerlaschen ausgerichtet, entstaubt und mit Aceton gereinigt. Die Glassteige wurden ebenfalls mit Aceton entfettet und auf die Stahlunterkonstruktion herabgelassen (vgl. Abbildung 41).



Abbildung 41 Ausrichten der Stahluntergurte und Einsetzen der Glassteige

Klotzhölzer von 10 mm Stärke gewährleisteten einen gleichmäßigen Abstand der beiden Fügepartner. Der zwei Komponenten-Silikonklebstoff GD 920 der Firma Kömmerling wurde

über eine druckluftbetriebene Auspressanlage in den Zwischenraum von Stahl und Glas injiziert (vgl. Abbildung 42).



Abbildung 42: Injizieren des Klebstoffes und fertiges Fugenbild

Überschüssiger Klebstoff wurde entfernt und ein Abstreifen entlang des Glassteges führte zu einem optisch ansprechenden Fugenbild. Nach einer Aushärtezeit von 24 Stunden wurde analog zur Klebung Steg-Untergurt der Obergurt mit dem Glassteg verklebt.

Nachdem der Silikonklebstoff ausgehärtet war, wurde im nächsten Arbeitsschritt der Stahlbergurt mit der Betonplatte verklebt. Hierfür wurde der Polyurethanklebstoff Körapur 666/90 der Firma Kömmerling verwendet. Der zwei-Komponentenklebstoff wurde gleichmäßig mithilfe von Spachteln über die gesamte Stahlbergurtoberseite zu einer 3 mm dicken Klebschicht verteilt. Im Anschluss wurde der Betongurt aufgelegt und überschüssiger Klebstoff, der aus der Klebefuge entwich, entfernt (vgl. Abbildung 43).



Abbildung 43: Auftragen des PU-Klebstoffes und fertige Verbundträger

Nach einer Aushärtezeit von min. 24h wurden die fertig verklebten Verbundträger zurück an die TU Kaiserslautern geliefert, wo sie bis zur Errichtung der Außenwände des Small House II gelagert werden.

3.4 Fassadenplatten

Eine besondere Herausforderung ist die Einhaltung eines gleichmäßigen Fugenbildes. Die geplante Fugenbreite beträgt lediglich 10 mm. Dies erfordert eine sehr hohe Präzision bei der Herstellung der Fassadenplatten. Abbildung 44 zeigt anhand einer Abwicklung die Einteilung der Fassade. In Anlage 3 sind alle Fassadenplatten dargestellt.

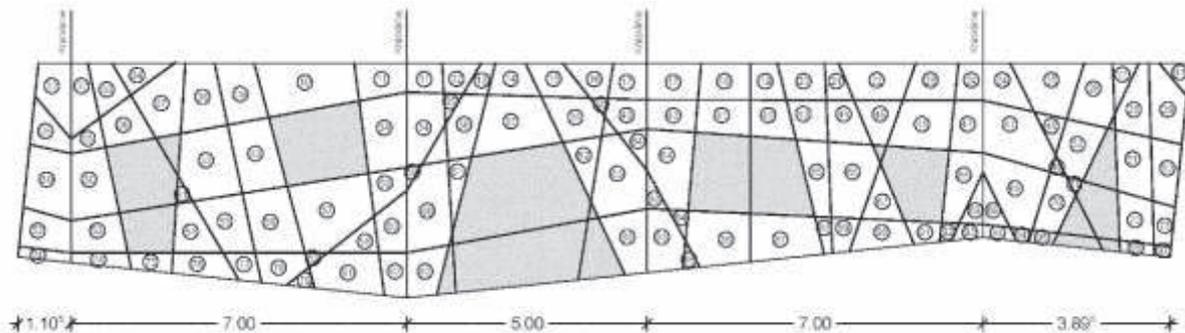


Abbildung 44: Abwicklung der Fassadenfläche

Es wurde ein System gewählt, das eine hohe Maßgenauigkeit gewährleistet. Auf Schaltafeln mit den Abmessungen 2 x 5 m werden zu einer Wandfläche gehörende Fassadenplatten durch aufgeschraubte Kunststoffleisten abgebildet (vgl. Abbildung 45). Auf Grundlage der Ausführungszeichnungen werden mit einem CAD-gesteuerten Cutter für jede der insgesamt 97 ein-flächigen Fassadenplatten Schablonen aus Pappe hergestellt, die das passgenaue Aufschrauben der Schalungsleisten ermöglichen.

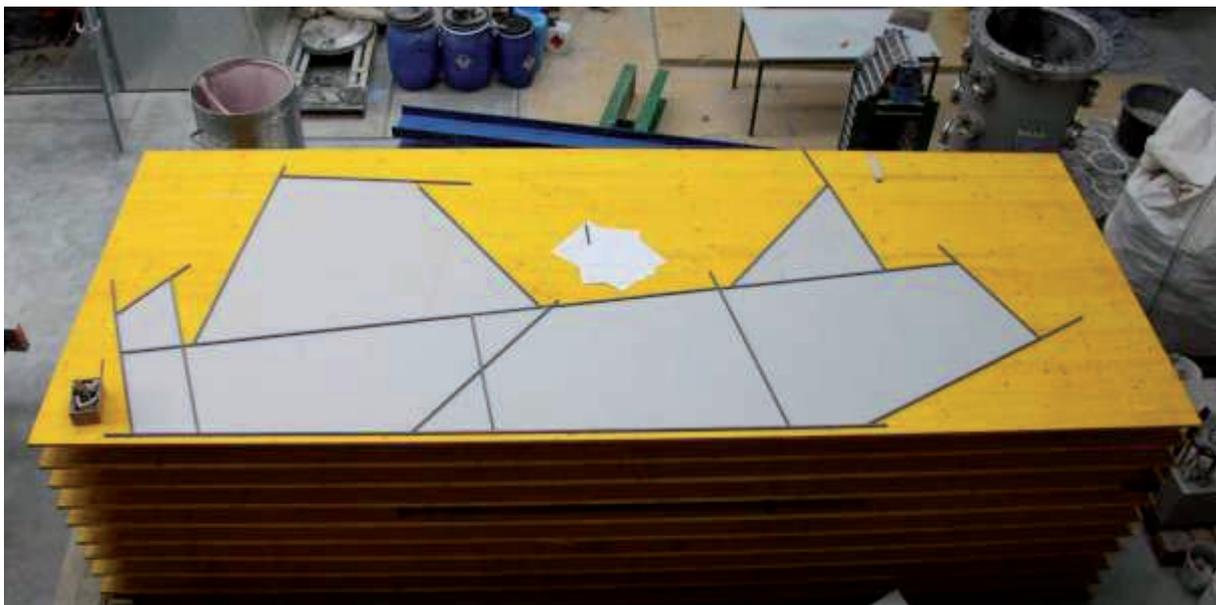


Abbildung 45: Vorbereitete Schalung; Schaltafel mit aufgelegten Kartonschablonen

Aufgrund der geforderten hohen Maßgenauigkeit werden zunächst nur die ein-flächigen Platten hergestellt. Nach der Montage dieser Fassadenplatten sollen die Eckbereiche genau

vermessen werden und so passgenaue Schalungen bzw. Fassadenplatten hergestellt werden.

Aus der Geometrie der schräg laufenden Fugen und Kanten ergeben sich bei der Ausbildung der jeweiligen „Ecke“ Absatzbildungen (vgl. Abbildung 46).

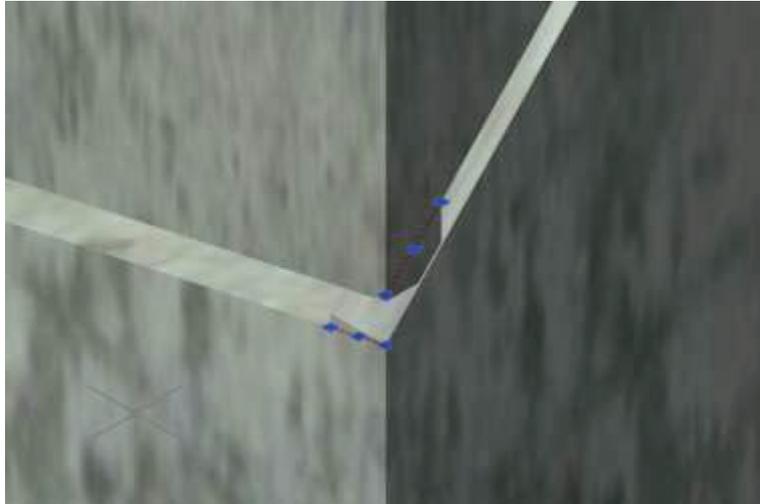


Abbildung 46: Absatzbildung der Fassadenplatten in schräg verlaufenden Ecken

Durch das Verschleifen der Schalungskanten bzw. das Einsetzen eines gefrästen Formstücks in die Schalung wird eine „scharfe“ Kante erzeugt. Abbildung 47 zeigt ein Model der angestrebten Ansicht der Fassade mit „scharfen“ Kanten. In Abbildung 48 wird die mögliche Ausführung der Kanten dargestellt.

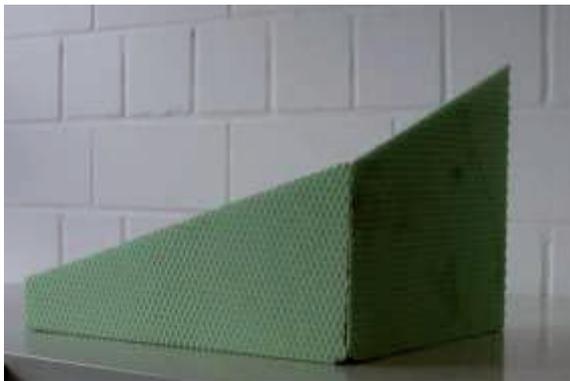


Abbildung 47: Model zur Kantenausführung in Ecken, Vorderansicht

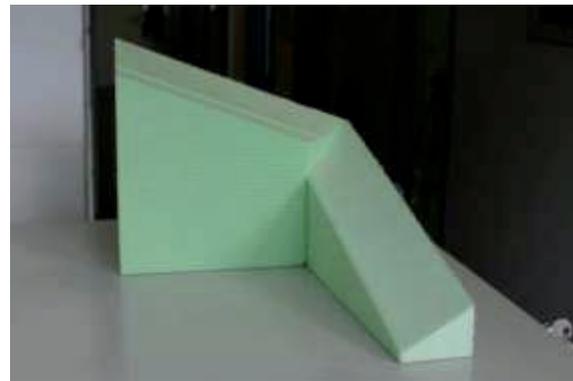


Abbildung 48: Model zur Kantenausführung in Ecken, Rückansicht

Die filigranen Platten werden aus einem glasfaserverstärkten Feinkornbeton im Spritzverfahren hergestellt. Zur Herstellung einer glatten Oberfläche wird zunächst eine wenige Millimeter dünne Feinkornbetonschicht ohne Fasern aufgespritzt. Die verbleibende Plattenstärke wird dann mit dem faserverstärkten Feinkornbeton aufgebracht. Die ersten Ergebnisse zweiflächiger Fassadenplatten sind in Abbildung 49 dargestellt.

Für diese ersten Versuche wurde ein für Sichtbetonflächen ungeeignetes Schalungsmaterial

verwendet. Es sollte lediglich die Herstellungstechnik und das Verformungsverhalten der Fassadenplatten untersucht werden.

Die Lagerung der Fassadenplatten über einen längeren Zeitraum hat gezeigt, dass es sinnvoll ist, diese zusätzlich mit einem Textilgelege zu verstärken, um sie für den Transport, die Montage und auch zum Schutz vor Vandalismus im eingebauten Zustand robuster zu machen. Hierzu und zur Validierung der möglichen Herstellmethoden wurden weiter Versuche durchgeführt.

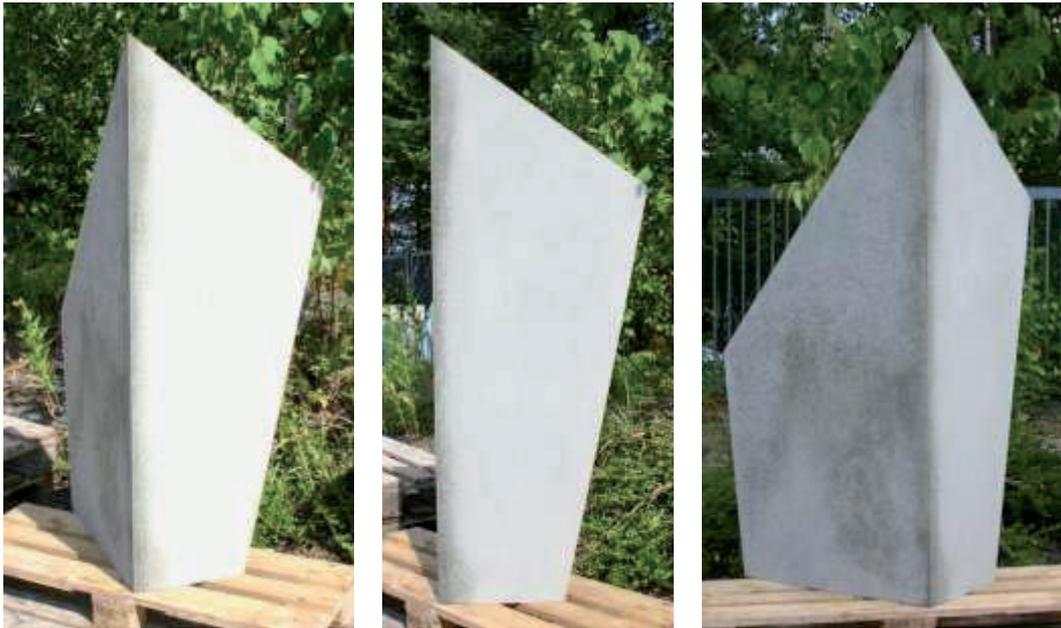


Abbildung 49: Fassaden-Eckelement, erste Probebetonage

Als sinnvollste und am besten durchzuführende Herstellvariante hat sich folgender Ablauf bewährt, zur Sicherstellung einer sauberen und regelmäßigen Ansichtsfläche wird zunächst eine 2-3 mm dünne Schicht Mörtel ohne Fasern eingespritzt, danach wird die Glasfaser-Textilbewehrung eingelegt. Darauf folgt eine weitere dünne Schicht Mörtel. Nach der Beimischung von Glasfasern wird der restliche Querschnitt im Spritzverfahren gefüllt. Zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Fläche für die spätere Klebung, wird nach dem Einbringen des Mörtels in alle Schalungsteile, die gesamte Fläche vorsichtig abgezogen.

Nach der Herstellung werden die Platten stehend in einer Holzkonstruktion bis zum Einbau gelagert (vgl. Abbildung 50).



Abbildung 50: Lagerung der hergestellten Fassadenplatten, Ansicht der nummerierten Rückseiten

4 Herstellung einer Messewand

Im Zuge der internationalen Baumessen Deubau und Bautech wurde vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) die Bereitstellung eines Demonstrators für seinen Messestand angefragt. In den Monaten November und Dezember 2011 entstand die Messewand, die eine Gebäudeecke des späteren „Small House“ darstellt. Bei der Herstellung der Messewand konnte zugleich der Bauablauf für die Erstellung des Small Houses geprobt werden. Die Erstellung der Probewand lieferte wertvolle Informationen für die späteren Bauarbeiten im großen Maßstab.

Abbildung 51 zeigt die Abwicklung der Fassade. Die Fassade besteht aus 24 einzelnen Platten. Die unter Zeitdruck hergestellten Fassadenplatten aus Glasfaserspritzbeton entsprachen nicht den an ein Ausstellungsstück gebundenen hohen ästhetischen Anforderungen. Aus diesem Grund wurden Faserzementplatten der Fa. Eternit verwendet. Mithilfe eines CAD gesteuerten Hochdruckwasserstahls wurden die Fassadenplatten millimetergenau aus Standardplatten (1250 mm x 2500/3100 mm x 8 mm) der Serie „Natura“ in der Farbe „naturgrau“ ausgeschnitten.

Die Aufteilung der Fassadenplatten sowie die Lage der Klebeanker sind in Abbildung 52 dargestellt.

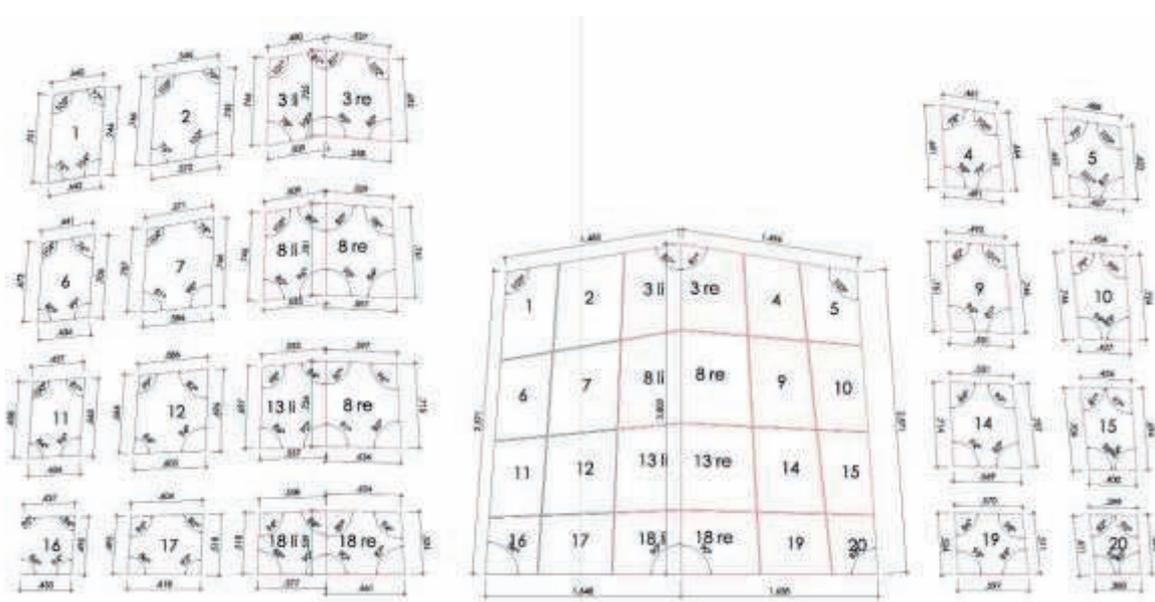


Abbildung 51: Abwicklung der Fassadenplatten

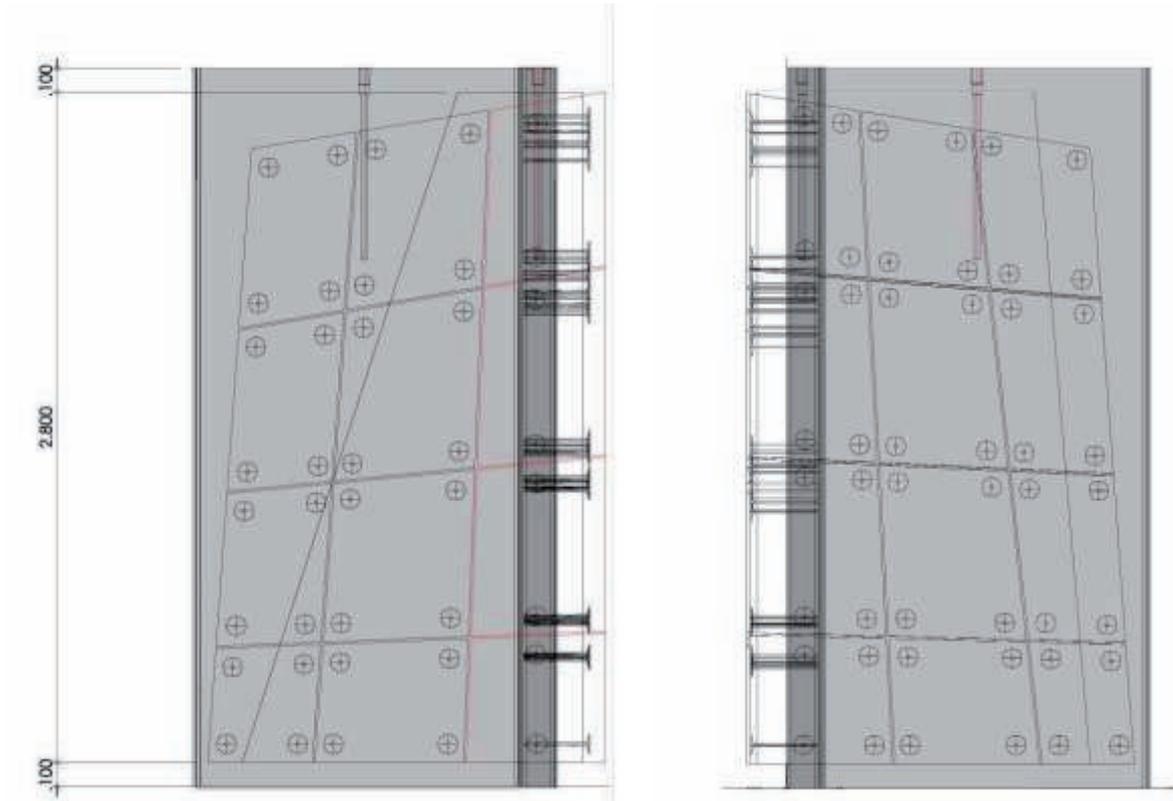


Abbildung 52: Ansicht der Wandflächen mit Darstellung der Fassadenteilung, der Dämmung und der Klebeanker

Zur besseren Darstellung des Wandaufbaus wurde vom Architekten ein Entwurf gewählt, der einen Einblick auf das „Innenleben“ des Wandsystems erlaubt. Aus der schräggeschnittenen Wärmedämmung ergeben sich freie Betonbereiche, die die Funktion der Klebeanker hervorheben (vgl. Abbildung 53).

Entgegen der eigentlichen Herstellungsvariante des „Small House“ wurde die Tragschale der Messewand als monolithischer Winkel hergestellt, sodass die Klebeanker nicht in den Frischbeton gedrückt werden konnten, sondern in vorgebohrte Löcher geklebt werden mussten.



Abbildung 53: Entwurf

Für den Transport der Wand wurde diese oben und unten mit je zwei Transportankern versehen, sodass ein Anheben mit einer Traverse möglich war. Zum Schutz der im Transportzustand aufliegenden Kanten wurde ein abgekantetes Stahlwinkelprofil eingebaut. Der Verbund zum Beton wurde über angeschweißte Kopfbolzen sichergestellt. Zusätzlich wurde am Fußpunkt, über den die Wand beim Aufstellen gekippt wird, eine abgerundete Eckausbildung aus Stahl eingebaut (vgl. Abbildung 54).

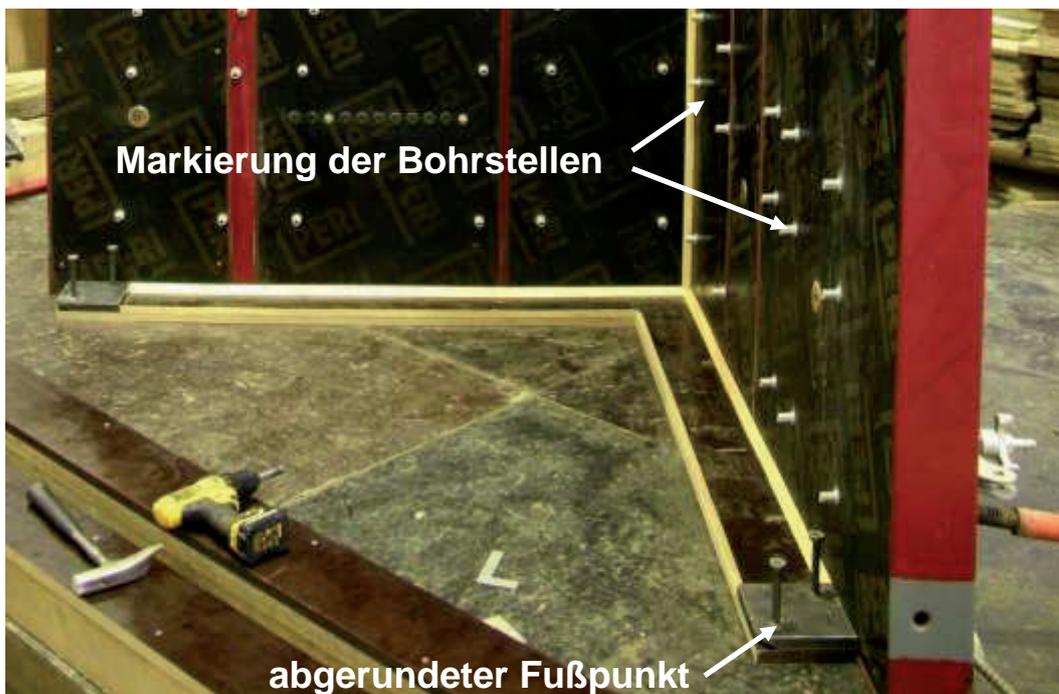


Abbildung 54: Innenansicht der Außenschalung; Eckausbildung der Fußpunkte und Markierung der Bohrstellen

Wie zuvor erwähnt wurden die Ankerstäbe in vorgebohrte Löcher geklebt. Hierzu wurden schon beim Stellen der Schalung mithilfe von Schablonen die späteren Bohrlöcher markiert (vgl. Abbildung 54).

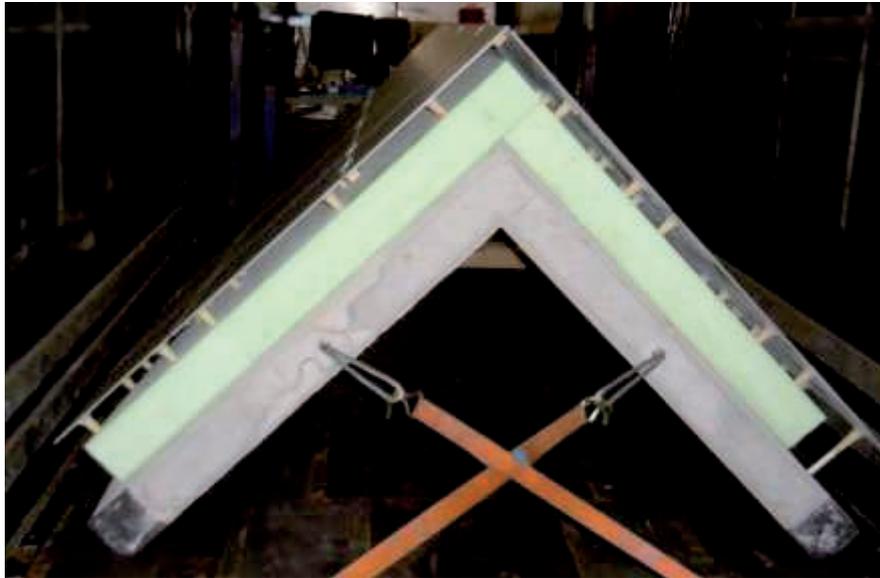


Abbildung 55: Transportzustand der Messewand

Nach Beendigung der beiden Messen wurde die Probewand zur TU Kaiserslautern zurücktransportiert und neben dem geplanten Bauplatz des „Small Houses“ aufgestellt. Abbildung 56 stellt die planerische Visualisierung dem tatsächlich gebauten Objekt gegenüber.

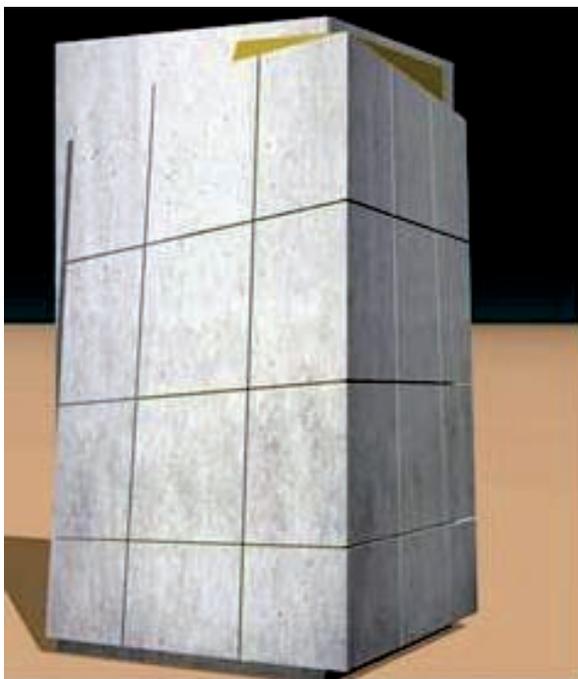


Abbildung 56: Gegenüberstellung der Planung und Ausführung

Anlage 7 „Messewand“ enthält eine ausführliche Fotodokumentation zur Herstellung und Transport der Messewand.

5 Ökobilanzielle Bewertung der Wandkonstruktion

Die ökobilanziellen Bewertung ist der Anlage 8 zu entnehmen.

6 Messtechnik

6.1 Messprogramm

Über die Entwicklung des hinterlüfteten Wandquerschnittes hinaus sind langfristige Messungen am Gebäude im Hinblick auf das tatsächliche Durchfeuchtungs- und Rücktrocknungsverhalten bei Bewitterung (Gradienten) und das Raum- und Außenklima (Aufheizen und Auskühlen der Bauteile, Behaglichkeit) unerlässlich.

Die Aufstellung eines Messprogramms zur Aufnahme von bauphysikalischen Kennwerten geschieht in Anlehnung an DIN EN ISO 7726. Das Messprogramm besteht aus:

- der Bestimmung der genannten Stoffkennwerte der verwendeten Baustoffe an Parallelproben im Labor
- der Messung der Temperatur und Feuchtigkeit im Bauteil mit z.T. kombinierten Temperatur-/Feuchtefühlern an je einer Messstelle in allen Himmelsrichtungen sowie dem Dach
- der Erfassung des Raumklimas (Raumlufttemperatur, operative Raumlufttemperatur, Oberflächentemperaturen, rel. Luftfeuchte, Luftgeschwindigkeit)
- der Aufnahme des Außenklimas (Außenlufttemperatur, rel. Luftfeuchte, globale Sonnenstrahlung)
- der Ermittlung der Wärmeströme in das Gebäude und aus dem Gebäude heraus

Die Messungen sollen mit Hilfe von autarken Datenloggern in festen Zeitabständen erfolgen. Die Datenverarbeitung wird wahlweise in einem angeschlossenen PC oder mittels W-LAN standortunabhängig durchgeführt.

6.2 Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung im Bauteil

Durch die Anordnung der Feuchtemessfühler wird auf der Innenseite eine Kontrolle des Trocknungsverlaufs und auf der Außenseite eine Aufnahme des durch Bewitterung verursachten Feuchtegradienten ermöglicht. Die Anordnung der Feuchtemessfühler erfolgt nur an der Außenschale (vgl. Abbildung 57). Dabei werden kombinierte Feuchte- und Temperaturmessfühler installiert. Im weiteren Wandquerschnitt sind ausschließlich Temperaturmessfühler vorgesehen, welche auf der Wärmedämmung, in der Grenzschicht zwischen Dämmung und Innenschale und auf der Oberfläche der Wandinnenseite angebracht sind. Bereits im Fertigteilwerk werden zwei weitere Temperaturmessfühler in den Drittelpunkten des Querschnittes der Innenschale eingesetzt. Die über den Wandquerschnitt verteilten Temperaturmessfühler ermöglichen die Erfassung des instationären Temperaturverhaltens des Wandbauteils.

Zur Ermittlung des U-Wertes wird der Wärmestrom mittels Wärmeflussplatten gemessen.

Diese werden direkt auf der Bauteiloberfläche angebracht und ermitteln über die Temperaturdifferenz in der Wärmeflussplatte die dazugehörige Wärmestromdichte an der Bauteiloberfläche. Mit Hilfe der dazugehörigen Oberflächen- und Lufttemperaturen ist es dann möglich den U-Wert der Wände oder genaue Wärmeübergangswiderstände zu bestimmen.

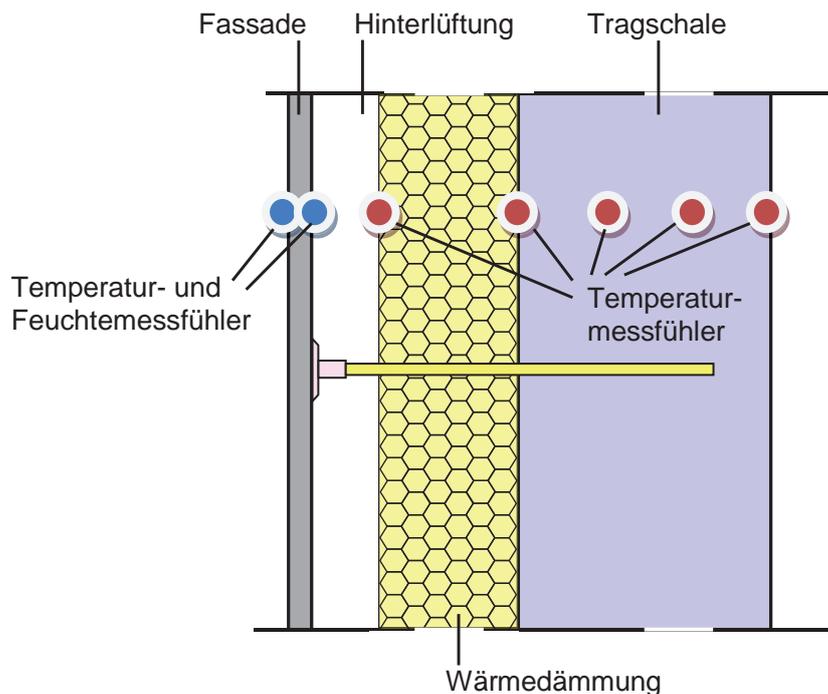


Abbildung 57: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung zur Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung im Wandquerschnitt

6.3 Messung des Raumklimas

Die Erfassung des Raumklimas ist von besonderer Wichtigkeit, da die Behaglichkeit im Raum, d.h. das Wohlbefinden des Menschen von einer Vielzahl von Einflüssen abhängig ist. Die operative (gefühlte) Raumlufttemperatur wird mit Hilfe eines Globe-Thermometers gemessen. Dieser berücksichtigt neben der wahren Raumlufttemperatur auch die Wärmestrahlung infolge umgebener Oberflächen und beschreibt somit die vom Menschen gefühlte Temperatur. Die Luftgeschwindigkeit im Gebäude wird mit omnidirektionalen Anemometern ermittelt. Unter Verwendung von Thermodrähten ist eine Bestimmung der Oberflächentemperaturen der Wände und damit des Temperaturamplitudenverhältnisses und der dazugehörigen Phasenverschiebung möglich. Feuchtesensoren dienen zur Messung der relativen Luftfeuchte.

Da die Nichteinhaltung der operativen Raumlufttemperatur, der Oberflächentemperaturen, der rel. Luftfeuchte oder der Luftgeschwindigkeit zu einer erheblichen Beeinträchtigung des

Wohlbefindens im Raum führen kann, sollten die Behaglichkeitskriterien nach DIN EN ISO 7730 immer erfüllt werden.

6.4 Messung des Außenklimas

Zur Bestimmung des Außenklimas werden Global-Strahlungssensoren und Feuchte-/Temperaturfühler angeordnet. Dies ermöglicht die Berechnung der sog. Sonnenlufttemperatur, einer fiktiven Temperatur, die die Superposition von Außenlufttemperatur und Sonneneinstrahlung darstellt und die wärmeschutztechnischen Berechnungen vereinfacht. Die Sonnenlufttemperatur entspricht genau der Temperatur, die die Luft annehmen müsste, um auch ohne Sonneneinstrahlung die gleiche Wärmemenge auf ein Bauteil zu übertragen wie im realen Fall. Mit Hilfe der gemessenen relativen Außenluftfeuchte kann eine feuchteschutztechnische Berechnung durchgeführt werden.

6.5 Ergänzende Erläuterungen

6.5.1 Hygrothermische Randbedingungen an Außenwänden

Tagsüber verliert die Außenoberfläche über langwellige Abstrahlung, Konvektion und eventuell auch Verdunstung Energie. Allerdings wird durch solare Einstrahlung eine größere Menge Energie mit der Folge zugeführt, dass sich die Oberfläche erwärmt. Dies bedeutet, dass zum einen die relative Luftfeuchte an der Oberfläche absinkt und zum anderen der Trocknungsvorgang beginnt. Daraus resultiert das dargestellte, nach außen abnehmende Feuchteprofil.

In der Nacht fehlt die solare Einstrahlung, sodass Wärmeverluste überwiegen. Daher sinkt die Außenoberflächentemperatur, was die oberflächennahe Luftfeuchte ansteigen lässt. Sinkt die Oberflächentemperatur soweit unter die Außenlufttemperatur, dass deren Taupunkttemperatur unterschritten wird, kommt es zu einer Befeuchtung durch Tauwasseranfall (vgl. Abbildung 58).

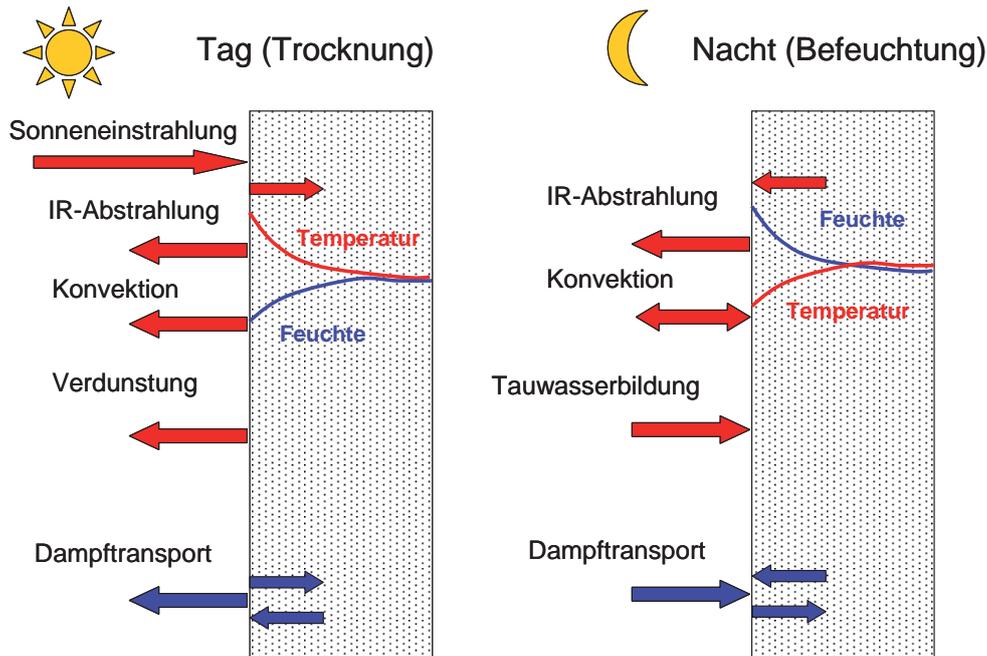


Abbildung 58: Schematische Darstellung der hygrothermischen Vorgänge an einer Außenwand während des Tages und während der Nacht [10]

6.5.2 Temperaturamplitudenverhältnis und Phasenverschiebung

Schwankungen der Außentemperatur bzw. der Sonneneinstrahlung sollen sich innerhalb von Bauten möglichst wenig auswirken. Wie stark sich solche Schwankungen innerhalb der Bauten bemerkbar machen, wird durch die Wärmespeicherefähigkeit der Bauten bzw. der Außenbauteile bestimmt.

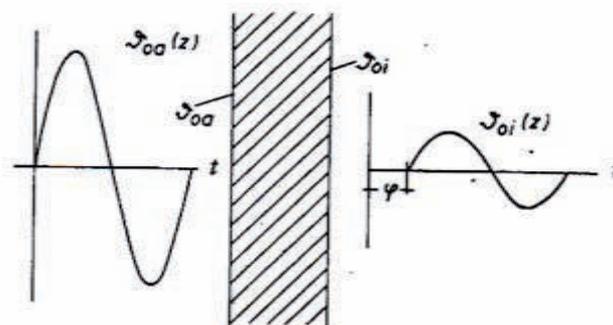


Abbildung 59: Zur Definition des Temperaturamplitudenverhältnisses: ϑ_{oa} , ϑ_{oi} = Oberflächentemperaturen auf der Außenseite bzw. der Innenseite der Wand; t = Zeit, Periode: 24 Stunden, φ = Phasenverschiebung

Die Temperaturamplituden, die auf die Außenoberfläche eines Bauteils einwirken, werden durch das Bauteil mit mehr oder weniger gedämpfter Amplitude auf dessen Innenoberfläche auftreten. Das Verhältnis der Temperaturamplitude an der äußeren Bauteiloberfläche zu der an der inneren Oberfläche ist die „Temperaturamplitudendämpfung“ des Bauteils, bzw. deren Kehrwert das „Temperaturamplitudenverhältnis“. Mit der Dämpfung der Temperaturamplituden ist eine „Phasenverschiebung“ verbunden, d.h. die Temperaturspitzen bzw. -tiefstwerte treten auf der Innenseite zeitlich verschoben gegenüber denen auf der Außenseite des Bauteils auf. Je kleiner das Temperaturamplitudenverhältnis ist, umso größer wird in der Regel

die Phasenverschiebung (vgl. Abbildung 59). Dabei soll insbesondere auch der Einfluss der Lage der durch Betonstege unterbrochenen Kerndämmung untersucht werden.

6.6 Verformungsmessung an den Verbindungsmitteln

Neben den bauphysikalischen Messungen am Gebäude sind die Verbindungsmittel Gegenstand messtechnischer Untersuchungen. Die Dimensionierung der Verbindungsmittel und des Verbindungsmittelraaster erfolgt auf Basis von Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die dazu erforderlichen Verbindungsmittelwiderstände sind in Kurzzeitversuchen ermittelt worden. Als Kriterium für die Gebrauchstauglichkeit ist die dauerhafte Sicherstellung der Lage der Fassadenplatten zu nennen. Nur so kann für die Nutzungsdauer des Gebäudes ein unverändertes Fugenbild garantiert werden. Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens werden Messungen am maximal beanspruchten GFK-Verbindungsmittel durchgeführt. Gemessen wird die Vertikalverschiebung der Fassadenplatte über einen induktiven Wegaufnehmer. Das Verbindungsmittel selbst unterliegt einer Biegebeanspruchung. Die maximale Beanspruchung tritt an der Einspannstelle im Beton auf. In diesem Bereich werden Dehnmessstreifen (DMS) sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone des Verbindungsmittels appliziert. Die Messungen geben Aufschluss über Langzeitverformungen über das Kriechen des Verbindungsmittels infolge Dauerlast.

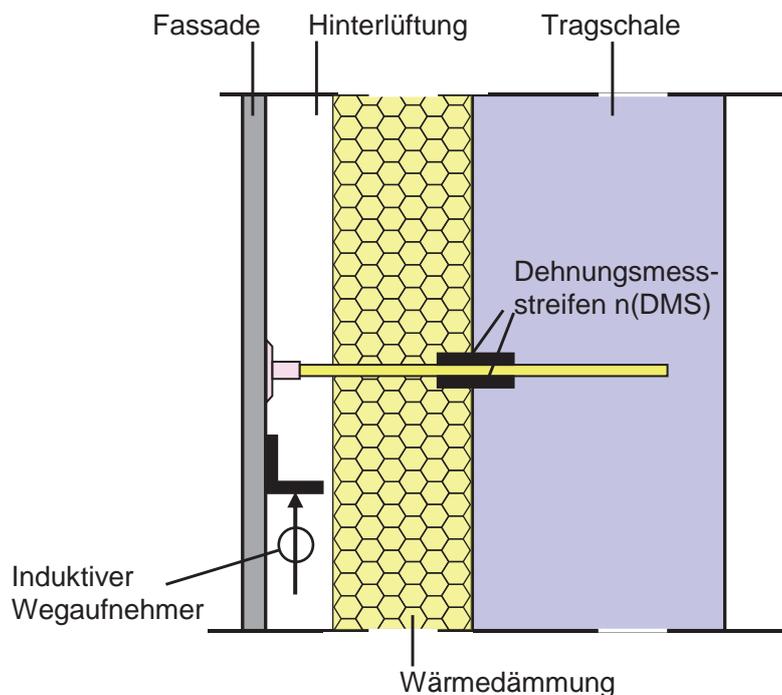


Abbildung 60: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung zur Verformungsmessung

7 Zusammenfassung und Ausblick

Hinterlüftete Fassadensysteme bieten eine optimale bauphysikalische Lösung für Außenverkleidungen und erfüllen alle Ansprüche sowohl in ästhetischer als auch in funktionaler Sicht. Die Vorsatzschale (Fassadenplatten) schützen die dahinterliegende Dämmung vor Witterungseinflüssen. Der Hohlraum zwischen Fassadenplatten und Dämmung führt von innen oder außen eingedrungene Feuchtigkeit ab.

Die Planung und die Erstellung der Musterwand für den Messestand des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) der internationalen Baumessen Deubau und Bautec lieferten wichtige Erkenntnisse, die den Bauablauf bei der anstehenden Herstellung des Großdemonstrators vereinfachen können. Zudem war es so möglich, die Klebverbindungen unter Einfluss der Witterung über einen gesamten Jahreszeitenzyklus zu beobachten und zu analysieren.

Die Arbeiten haben gezeigt, dass die Klebtechnik herkömmliche Verfahren zur Befestigung von Fassadenplatten ersetzen kann. Ein Kleben der Fassadenplatten auf die Befestigungsmittel (GfK-Anker mit Klebteller) ermöglicht weitaus filigranere und so leichtere Ausbildungen von Fassaden. Im vorliegenden Fall können Platten ohne weitere Materialverstärkung im Befestigungsbereich mit nur 12 mm Dicke verklebt werden.

Die Vereinigung der Baumaterialien Stahl, Beton und Glas zu einem Glas-Beton-Stahl Hybridträger erlaubt die Kombination der hervorragenden Eigenschaften der eingesetzten Materialien. Der Glassteg erlaubt eine transparente Bauweise, die den Träger noch filigraner erscheinen lässt.

Zur Zeit der Berichtsverfassung waren/sind die Fundamente und sämtlich Bauteile, die eine Vorfertigung erlaubten (Verbundträger, Auflagertaschen, etc.) hergestellt. Die Fertigteile der Tragschale werden aufgrund des Platzbedarfs „just in time“ im Fertigteilwerk hergestellt und zum Einbau auf die Baustelle geliefert. Mitte Dezember 2012 wurden die Bauarbeiten witterungsbedingt eingestellt und werden nach der Frostperiode weitergeführt.

Literatur

- [1] Schnell, J.; Geiß, P. L.: „Leicht Bauen mit Beton – Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton, BBR-Endbericht, 2009.
- [2] Geiß, P. L.: "Teiltransparente tragende Verbundbauteile aus Stahl und Glas", IGF-Projekt Nr. 15058 N / FOSTA P740.
- [3] Kleber und Klebstoffberatung: <http://www.kleber-klebstoff-beratung.de>.
- [4] Gerd Habenicht: Kleben, erfolgreich und fehlerfrei, Springer, 2008.
- [5] Helmut Schürmann: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbund, VDI-Buch, 2007.
- [6] Henkel AG & Co. KGaA: <http://loctite.fast.de/wwdh/de/i151ch09.htm#top>.
- [7] Schnell, J.; Schladitz, K.; Schuler, F.: Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer - Tomographie, in: Beton- und Stahlbetonbau, Band 105, Heft 2, 2010, S. 72–77.
- [8] Koenig, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Berlin, Bauwerk Verlag, 2003.
- [9] Fa. Philipp: Power Duo System (Internetadresse).
- [10] Schweizerischer Maler- und Gipserunternehmer-Verband: http://www.smgv.com/pdf/06-applica_05/2005/09_05_beeinflussung.pdf.

Anlage 1
„Statische Berechnung“

Inhalt

1	Allgemeines.....	5
1.1	Allgemeine Tragstruktur	5
1.2	Lastabtragung und Aussteifung.....	5
1.3	Pläne.....	5
1.4	Baustoffe.....	5
1.4.1	Betonstahl.....	5
1.4.2	Beton.....	5
1.5	Expositionsklassen (nach DIN 1045-1; 6.2).....	6
1.6	Positionen	6
2	Charakteristische Werte der Einwirkungen Last- und Weggrößen	7
2.1	Dach	7
2.1.1	Ständige Lasten.....	7
2.2	Außenwände.....	11
2.2.1	Ständige Lasten.....	11
2.2.2	Verkehrslasten.....	12
2.3	Verbundträger	14
2.3.1	Ständige Lasten.....	14
3	Bemessungsgrößen im Genzzustand der Tragfähigkeit	15
3.1	Kombinationsregel für Einwirkungen nach DIN 1055, Teil 100 (03.01).....	15
3.2	Position 1.1.: Z-Profile	16
3.2.1	Grundriss.....	16
3.2.2	Einwirkungen	16
3.2.3	Einwirkungskombinationen	18
3.3	Position 1.2.: Trapezblech.....	19
3.3.1	Einwirkungen.....	19
3.3.2	Einwirkungskombinationen	20
3.4	Position 2.1.: Glassteg	20
3.4.1	Grundriss.....	21
3.4.2	Einwirkungen	21
3.4.3	Einwirkungskombinationen	23
3.5	Position 2.2.: Verbundträger.....	23
3.5.1	Grundriss.....	23
3.5.2	Einwirkungen	24
3.5.3	Einwirkungskombinationen	26
3.6	Position 3.1.: Außenwand	26
3.6.1	Grundriss.....	26
3.6.2	Einwirkungen	27
3.6.3	Einwirkungskombinationen	29
3.7	Position 3.2.: Außenwand	29
3.7.1	Grundriss.....	29
3.7.2	Einwirkungen	29
3.7.3	Einwirkungskombinationen	32
3.8	Position 3.3.: Außenwand	32

3.8.1	Grundriss	32
3.8.2	Einwirkungen	32
3.8.3	Einwirkungskombinationen	35
3.9	Position 3.4.: Außenwand	36
3.9.1	Grundriss	36
3.9.2	Einwirkungen	36
3.10	Position 4.1.: Köcherfundament	38
3.10.1	Lageplan	38
3.10.2	Einwirkungen	38
3.10.3	Einwirkungskombinationen.....	39
3.11	Position 4.2.: Köcherfundament	39
3.11.1	Lageplan	39
3.11.2	Einwirkungen	39
3.11.3	Einwirkungskombinationen.....	40
3.12	Position 4.3.: Köcherfundament	40
3.12.1	Lageplan	40
3.12.2	Einwirkungen	40
3.12.3	Einwirkungskombinationen.....	41
3.13	Position 4.4.: Köcherfundament	41
3.13.1	Grundriss	41
3.13.2	Einwirkungen	41
3.13.3	Einwirkungskombinationen.....	41
3.14	Position 5.: Bodenplatte	42
3.14.1	Grundriss	42
3.14.2	Einwirkungen	42
3.15	Position 6.: Eingangsbereich.....	43
4	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	45
4.1	Position 1.: Träger Z-Profil.....	45
4.1.1	Verbindungen	47
4.1.2	Schraubverbindung.....	48
4.2	Position 2.: Verbundträger.....	51
4.2.1	Allgemein zum Spannungsverlauf im Verbundträger	51
4.2.2	Ermittlung der Spannungs- und Schubverläufe (ohne Verbund)	52
4.3	Position 3	96
4.3.1	Baustoffe	96
4.3.2	Betondeckung:.....	96
4.3.3	Konstruktive Regeln nach DIN 1045-1 für Stahlbetonwände.....	96
4.3.4	Berechnung nach dem Modellstützenverfahren	97
4.3.5	Berechnung nach dem ω -Verfahren	101
4.3.6	Berechnung nach FE-Methode	102
4.3.7	Vergleich der Ergebnisse.....	103
4.3.8	Gewählte Bewehrung	103
4.4	Position 3.2.	104
4.4.1	Berechnung nach dem Modellstützenverfahren	104
4.4.2	Berechnung nach dem ω -Verfahren	107
4.4.3	Berechnung nach FEM	109
4.4.4	Vergleich der Ergebnisse.....	109
4.4.5	Gewählte Bewehrung	110
4.5	Position 3.3.	111

4.5.1	Berechnung nach dem Modellstützenverfahren	111
4.5.2	Berechnung nach dem ω -Verfahren	114
4.5.3	Berechnung nach FE-Methode	116
4.5.4	Vergleich der Ergebnisse	116
4.5.5	Gewählte Bewehrung	116
4.6	Position 3.4.	118
4.6.1	Berechnung nach dem Modellstützenverfahren	118
4.6.2	Berechnung nach dem ω -Verfahren	121
4.6.3	Berechnung nach FEM	123
4.6.4	Vergleich der Ergebnisse	123
4.6.5	Gewählte Bewehrung	123
4.7	Position 3.5.: Bemessung der Glasscheiben	124
4.8	Position 4.: Köcherfundamente	127
4.8.1	Baustoffe	127
4.8.2	Betondeckung	127
4.8.3	Allgemein zu den Köcherfundamenten	127
4.8.4	Geometrie des Köcherfundaments	128
4.9	Position 4.1.	128
4.9.1	Nachweis Kippen	129
4.9.2	Nachweis Kippen	129
4.9.3	Ermittlung der Sohlspannungen	129
4.9.4	Bemessung für Biegung	130
4.9.5	Bemessung für Querkraft	131
4.9.6	Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament	132
4.9.7	Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel	133
4.9.8	Übergreifung der horizontalen Köcherbügel	133
4.9.9	Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte	134
4.10	Position 4.2.	135
4.10.1	Nachweis Kippen	135
4.10.2	Nachweis Kippen	136
4.10.3	Ermittlung der Sohlspannungen	136
4.10.4	Bemessung für Biegung	136
4.10.5	Bemessung für Querkraft	137
4.10.6	Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament	138
4.10.7	Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel	139
4.10.8	Übergreifung der horizontalen Köcherbügel	140
4.10.9	Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte	140
4.10.10	Nachweis Gleiten	140
4.11	Position 4.3.	141
4.11.1	Nachweis Kippen	141
4.11.2	Nachweis Kippen	142
4.11.3	Ermittlung der Sohlspannungen	142
4.11.4	Bemessung für Biegung	142
4.11.5	Bemessung für Querkraft	143
4.11.6	Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament	145
4.11.7	Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel	145
4.11.8	Übergreifung der horizontalen Köcherbügel	146
4.11.9	Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte	146
4.11.10	Nachweis Gleiten	146
4.12	Position 4.4.	147
4.12.1	Nachweis Kippen	148
4.12.2	Nachweis Kippen	148

4.12.3	Ermittlung der Sohlspannungen	148
4.12.4	Bemessung für Biegung	149
4.12.5	Bemessung für Querkraft	150
4.12.6	Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament	151
4.12.7	Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel	152
4.12.8	Übergreifung der horizontalen Köcherbügel	152
4.12.9	Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte	152
4.12.10	Nachweis Gleiten	153
4.13	Position 5: Bodenplatte	153
4.13.1	Baustoffe	153
4.13.2	Betondeckung	154
4.13.3	Berechnung nach dem ω -Verfahren	154
4.13.4	Nachweis der Arbeitsfuge zwischen Fundament und Bodenplatte	155
4.14	Position 6.: Bemessung des Eingangsbereichs	156
4.15	Räumliche Steifigkeit und Stabilität des Gebäudes	158
5	Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	160
5.1	Verbundträger	160
5.1.1	Mit dem Gesamtquerschnittsverfahren	160
5.1.2	Mit dem Teilquerschnittsverfahren nach Sattler [4]	165
5.1.3	Mit dem Verfahren nach Bandel [10]	167
5.1.4	Vergleich der Ergebnisse	170
5.1.5	Durchbiegungsnachweis	171
5.2	Rissbreitenbeschränkung	172
5.2.1	Aussenwände	172
5.2.2	Fundamente	173
5.2.3	Bodenplatte	174
Literatur	175

1 Allgemeines

1.1 Allgemeine Tragstruktur

Die Grundfläche des Gebäudes misst 5 x 7 m. Das Gebäude beschreibt einen an einer Ecke in den Boden gedrückten Kubus. Alle Flächen sind um 6 Grad geneigt. Zur Gewinnung von Energie sollen 10 Solarkollektoren in die Dachkonstruktion integriert werden. Zum Aufgreifen der Gebäudesymmetrie werden die Solarkollektoren ebenfalls um 6 Grad gedreht.

Die Lasten aus der Dachkonstruktion werden über die Beton-Glas-Stahl Verbundträger in die Außenwände (Tragschale) eingeleitet. Diese tragenden Wände werden als Fertigteil vorproduziert und vorort in ein Köcherstreifenfundament eingespannt.

1.2 Lastabtragung und Aussteifung

Die Wände des Gebäudes sind an den vier Seiten in einem Köcherfundament eingespannt. Horizontalkräfte aus Wind werden über ein Moment in das Köcherfundament abgeleitet. Das Gebäude besitzt einen rechteckigen Grundriss. Diese Geometrie besitzt eine hohe räumliche Stabilität

1.3 Pläne

siehe Anlage 4 bis 6

1.4 Baustoffe

1.4.1 Betonstahl

Betonstahlsorte:	BST 500 S (B)
Nennsteckgrenze:	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Charakt. Zugfestigkeit:	$f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$
Duktilitätsklasse:	hoch (Klasse B)

1.4.2 Beton

Außenwände:	
Festigkeitsklasse	C30/ 37 (Mindestfestigkeitsklasse für Betonfertigteile)
Charakt. Druckfestigkeit:	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der Zugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 31900 \text{ N/mm}^2$

Für Köcherfundamente:

Festigkeitsklasse	C25/ 30
Charakt. Druckfestigkeit:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der Zugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$

1.5 Expositionsklassen (nach DIN 1045-1; 6.2)

Unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen wird das Bauwerk in folgende Expositionsklassen eingestuft:

Außenwände:

XC1: Trocken oder ständig nass

Innenräume mit normaler Luftfeuchte

C 16/20 (Mindestfestigkeitsklasse)

Betondeckung: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$

$$c_{nom} = 10 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm}$$

Köcherfundamente, Bodenplatte:

XC2: Nass, selten trocken

Teile von Wasserbehältern, Gründungsbauteile

C 20/25 (Mindestfestigkeitsklasse)

Betondeckung: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

1.6 Positionen

Position 1: Die Stahlträgerkonstruktion

Position 2: Die Verbundträger

Position 3: Die Fertigteilwände & Glasscheiben

Position 4: Die Köcherfundamente

Position 5: Die Bodenplatte

Position 6: Der Eingangsbereich

2 Charakteristische Werte der Einwirkungen Last- und Weggrößen

2.1 Dach

2.1.1 Ständige Lasten

2.1.1.1 Eigenlast

- Flachkollektoren:
 $G_{1K1} = 38 \text{ kg/ Kollektor}$
 $G_{1K1} = 38 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 10^{-3}$
 $G_{1K1} = 0,38 \text{ kN}$
 $g_{1K1} = 0,38 \text{ kN/m}^2$
- Abdichtungen:
Bitumen- und Polymerbitumen- Dachdichtungsbahn nach DIN 52130
 $g_{1K2} = 0,04 \text{ kN/m}^2$
- 12 cm Wärmedämmung:
Faserdämmstoffe nach DIN V 18165-1 und DIN 18165-2 (Steinfaser)
 $g_{1K3} = 0,01 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$
 $g_{1K3} = 0,01 \text{ kN/m}^2/\text{cm} \times 12 \text{ cm}$
 $g_{1K3} = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- Z-Profile: Z-50
 $g_{1K4} = 0,053 \text{ kN/m}$
- Trapezblech Thyssen Hoesch T 50.1
 $g_{1K5} = 0,075 \text{ kN/m}^2$
- Sonstiges (Kopfbolzen, Befestigungsschiene für Kollektoren)
 $g_{1K6} = 0,03 \text{ kN/m}$

2.1.1.2 Verkehrslasten

Schneelasten: nach DIN EN 1991-1-3:2004-09

Standort Kaiserslautern: Schneelastzone II; 240 über NN

Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden in kN/m^2

$$s_k = 0,25 + 1,91 \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 > 0,85$$

$$s_k = 0,25 + 1,91 \left(\frac{240+140}{760} \right)^2 > 0,85$$

$$s_k = 0,25 + 1,91 \left(\frac{240+140}{760} \right)^2 > 0,85$$

$$s_k = 0,73 > 0,85$$

$$\underline{q_{1K} = 0,85 \text{ kN/m}^2}$$

Windlasten: nach DIN EN 1991-1-4:2005 (D)

Nach DIN EN 1991-1-4:2005 darf die Böengeschwindigkeit bei Bauwerken bis zu einer Höhe von 25 m über Grund vereinfacht angenommen werden. Der Geschwindigkeitsdruck q wird konstant über die gesamte Gebäudehöhe angenommen. Die entsprechenden Geschwindigkeitsdrücke sind in Tabelle B.3 der DIN EN 1991-1-4-NA angegeben (vgl. Tabelle 1). Somit ergibt sich für die Gebäudehöhe von max. 5 m und dem Standort Kaiserslautern folgender Geschwindigkeitsdruck:

Tabelle 1 Vereinfachte Geschwindigkeitsdrücke [1]

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q_p in kN/m^2 bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von		
		$h \leq 10\text{m}$	$10\text{ m} < h \leq 18\text{ m}$	$18\text{ m} < h \leq 25\text{ m}$
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	–	–

KL → Windzone 1, Binnenland

→ $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

→ $w = c_p \times q$

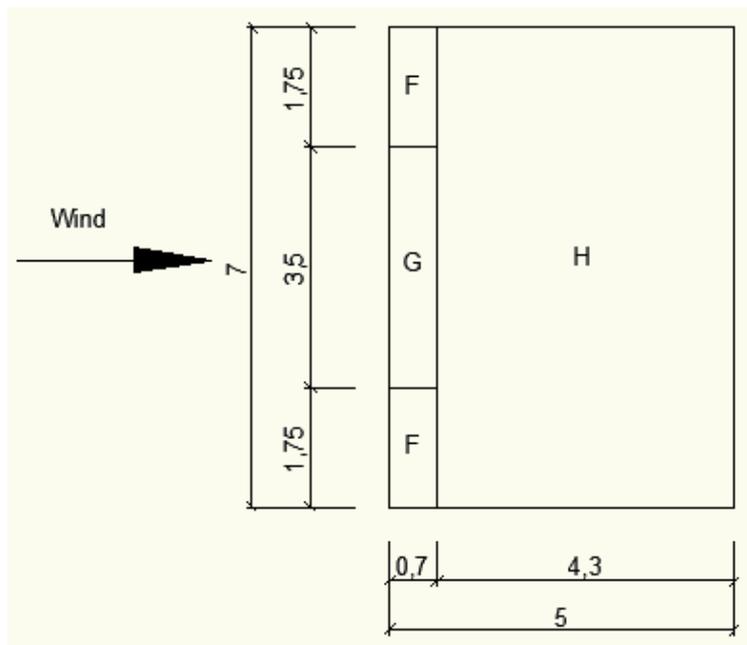
Aerodynamische Aussendruckbeiwerte:

Die Grundwerte für die Ermittlung der Aussendruckbeiwerte für Pultdächer sind Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 2 Aussendruckbeiwerte für Pultdächer $\theta = 0^\circ$ und 180° [1]

Neigungswinkel α	Bereich für die Anströmrichtung $\Theta = 0^\circ$						Bereich für die Anströmrichtung $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$ und $\theta = 180^\circ$, Dachneigung 6°



$e = b$ oder $2 \times h$, der kleinere Wert ist maßgebend

$e = 7 \text{ m}$ oder
 $2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}$

$e / 10 = 0,70 \text{ m}$
 $e / 4 = 1,75 \text{ m}$

Abbildung 1 Einteilung der Dachflächen $\theta = 0^\circ$ und 180°

Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$

Bereich F: $C_{pe,10} = -1,70$ bis $0,00$

Bereich G: $C_{pe,10} = -1,2$ bis $0,00$

Bereich H: $C_{pe,10} = -0,6$ bis $0,00$

Anströmrichtung $\theta = 180^\circ$

Bereich F: $C_{pe,10} = -2,30$

Bereich G: $C_{pe,10} = -1,30$

Bereich H: $C_{pe,10} = -0,80$

Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$, Dachneigung 6°

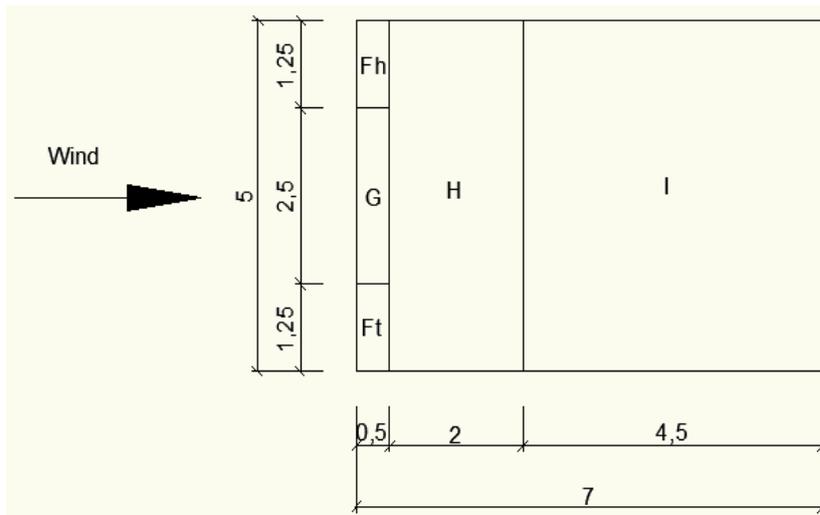
Die Grundwerte zur Ermittlung der Aussendruckbeiwerte für Pultdächer sind Tabelle 3 zu entnehmen.

Tabelle 3 Aussendruckbeiwerte für Pultdächer $\theta = 0^\circ$ und 180° [1]

Neigungswinkel α	Bereich für die Anströmrichtung $\Theta = 90^\circ$									
	F_{hoch}		F_{tief}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

ANMERKUNG 1 Für die Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$ (siehe Tabelle 7.3a) und bei Neigungswinkeln von $\alpha = +5^\circ$ bis $+45^\circ$ ändert sich der Druck schnell zwischen positiven und negativen Werten; daher werden sowohl der positive als auch der negative Wert angegeben. Bei solchen Dächern sind beide Fälle getrennt zu berücksichtigen: 1. ausschließlich positive Werte und 2. ausschließlich negative Werte.

ANMERKUNG 2 Für Dachneigungen zwischen den angegebenen Werten darf linear interpoliert werden, sofern nicht das Vorzeichen der Druckbeiwerte wechselt. Der Wert Null ist für Interpolationszwecke angegeben.



$e = b$ oder $2 \times h$,
der kleinere Wert
ist maßgebend

$e = 5 \text{ m}$ oder
 $2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}$

$e / 10 = 0,50 \text{ m}$

$e / 4 = 1,25 \text{ m}$

$e / 2 = 2,50 \text{ m}$

Abbildung 2: Einteilung der Dachflächen $\theta = 90^\circ$

Bereich F_h : $C_{pe,10} = - 2,12$ (interpoliert)

Bereich F_t : $C_{pe,10} = - 2,04$ (interpoliert)

Bereich G: $C_{pe,10} = - 1,80$ (interpoliert)

Bereich H: $C_{pe,10} = - 0,62$ (interpoliert)

Bereich I: $C_{pe,10} = - 0,50$ (interpoliert)

Der Wind bildet Sogkräfte am Dach. Da das Gebäude nicht zusätzlich belastet wird, können diese am Dach vernachlässigt werden.

2.2 Außenwände

2.2.1 Ständige Lasten

2.2.1.1 Eigenlast

Aufbau der Außenwände:

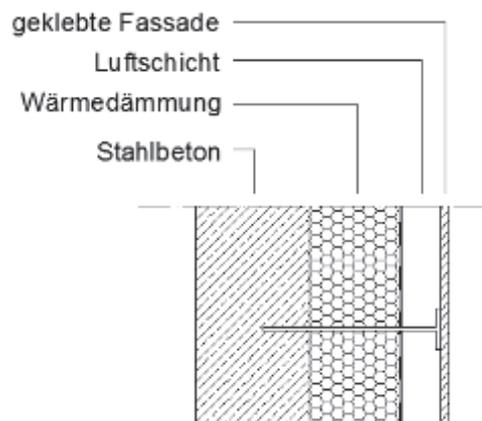


Abbildung 3: Aufbau der Außenwände (von innen nach außen)

- Fertigteile aus Stahlbeton, Dicke 15 cm:
 $g_{2K1} = 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Wärmedämmung 12 cm:
 $g_{2K2} = 0,01 \text{ je cm in kN/m}^2 \times 12 \text{ cm} = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- Abdichtung:
 $g_{2K3} = \quad = 0,04 \text{ kN/m}^2$
- Luft 5 cm:
 $g_{2K4} = \quad = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Fassade 1,2 cm:
 $g_{2K5} = 0,012 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$g_{2K} = 4,21 \text{ kN/m}^2$

2.2.2 Verkehrslasten

2.2.2.1 Windlasten: nach DIN EN 1991-1-4: 2005 (D)

Mit Geschwindigkeitsdruck $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Aerodynamische Aussendruckbeiwerte:

Die Grundwerte zur Ermittlung der Aussendruckbeiwerte sind Tabelle 4.

Tabelle 4 Aussendruckbeiwert für vertikale Wände rechteckiger Gebäude [1]

Bereich	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Wind auf Querseite:

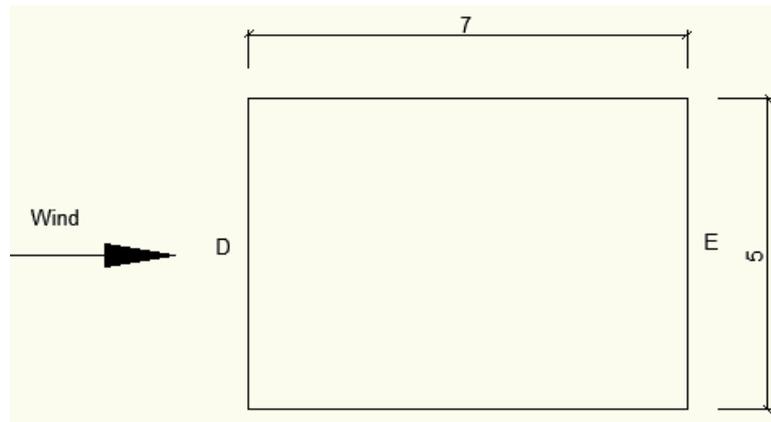


Abbildung 4: Einteilung der Wandflächen für Wind auf Querseite

$$h/d = 5/7 = 0,714$$

Bereich D (Winddruckseite): $c_{pe,10} = 0,76$ (interpoliert)

Bereich E (Winddruckseite): $c_{pe,10} = -0,425$ (interpoliert)

Windlast Bereich D: $w = c_{pe,10} \times q$

$$w = 0,76 \times 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{q_{2K} = w = 0,38 \text{ kN/m}^2}$$

Windlast Bereich E: $w = c_{pe,10} \times q$

$$w = (-0,425) \times 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{q_{3K} = w = -0,212 \text{ kN/m}^2}$$

Wind auf Längsseite:

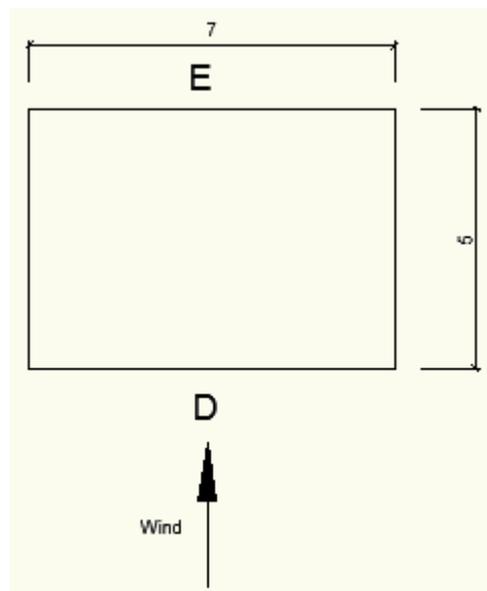


Abbildung 5: Einteilung der Wandflächen für Wind auf Längsseite

$$h/d = 5/5 = 1,0$$

Bereich D (Winddruckseite): $c_{pe,10} = 0,8$

Bereich E (Winddruckseite): $c_{pe,10} = -0,5$

Windlast Bereich D: $w = c_{pe,10} \times q$

$$w = 0,80 \times 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{q_{4K} = w = 0,40 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{maßgebend!}}$$

Windlast Bereich E: $w = c_{pe,10} \times q$

$$w = (-0,50) \times 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{q_{5K} = w = -0,25 \text{ kN/m}^2}$$

2.3 Verbundträger

2.3.1 Ständige Lasten

2.3.1.1 Eigenlast

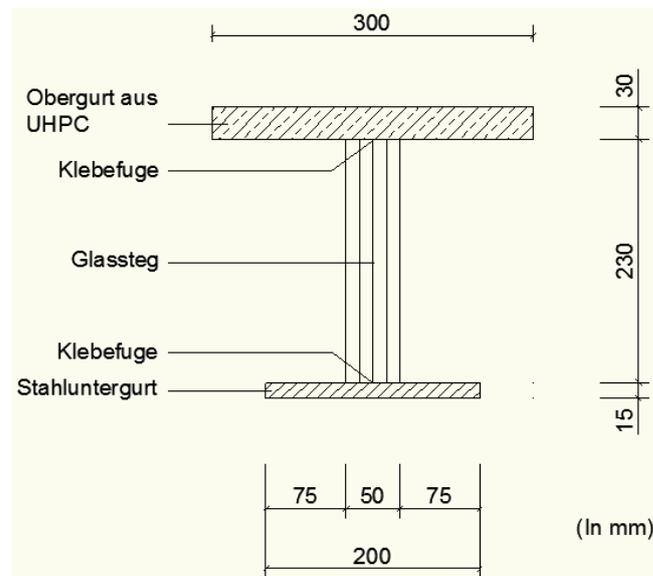


Abbildung 6: Aufbau des Verbundträgers

Obergurt aus UHPC:

$$0,30 \text{ m} \times 0,03 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0,225 \text{ kN/m}$$

Untergurt aus Stahl:

$$0,20 \text{ m} \times 0,015 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 0,235 \text{ kN/m}$$

Steg aus Glas:

$$0,05 \text{ m} \times 0,230 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0,29 \text{ kN/m}$$

$$\underline{q_{k3} = 0,75 \text{ kN/m}}$$

3 Bemessungsgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.1 Kombinationsregel für Einwirkungen nach DIN 1055, Teil 100 (03.01)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

mit

$$\gamma_{G,i} = 1,35$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50$$

$$\gamma_A = 1,00 \text{ (Außergewöhnliche Einwirkung)}$$

$$\psi_{0,s} = 0,5$$

$$\psi_{0,w} = 0,6$$

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten^{a,d}			
– Kategorie A — Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
– Kategorie B — Büros	0,7	0,5	0,3
– Kategorie C — Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
– Kategorie D — Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
– Kategorie E — Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Verkehrslasten			
– Kategorie F, Fahrzeuglast ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
– Kategorie G, ≤ 30 kN \leq Fahrzeuglast ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
– Kategorie H — Dächer	0	0	0
Schnee- und Eislasten			
Orte bis NN + 1 000 m	0,5	0,2	0
Orte über NN + 1 000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten	0,6	0,5	0
Temperatureinwirkungen (nicht Brand)^b	0,6	0,5	0
Baugrundsetzungen	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen^c	0,8	0,7	0,5
^a Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe E DIN 1055-3 ^d ψ -Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen. ^b Siehe E DIN 1055-7 ^c ψ -Beiwerte für Flüssigkeitsdruck sind standortbedingt festzulegen.			

Abbildung 7: Einwirkungskombinationen [1]

$$EK1 = 1,35 \times g_{k1}$$

$$EK2 = 1,35 \times g_{k1} + 1,5 \times q_{k1}$$

$$EK3 = 1,35 \times g_{k1} + 1,5 \times q_{k2}$$

$$EK4 = 1,35 \times g_{k1} + 1,5 \times q_{k1} + 1,5 \times 0,6 \times q_{k2} \rightarrow \text{Schnee Leiteinwirkung}$$

$$EK5 = 1,35 \times g_{k1} + 1,5 \times q_{k2} + 1,5 \times 0,5 \times q_{k1} \rightarrow \text{Wind Leiteinwirkung}$$

3.2 Position 1.1.: Z-Profile

Die Position 1.1 beschreibt die Trägerkonstruktion, die die Eigenlast der Kollektoren und der Schneelasten in die zwei Verbundträger leitet. Die Stahlkonstruktion besteht aus 7 quer zu dem Verbundträger liegenden Z-Profilen. Die Z-Profile liegen jeweils auf den Aussenwänden sowie auf den Verbundträgern auf. Zwischen die Z-Profile werden Stahltrapezbleche angeordnet, so erhalten die Wärmedämmung und die Abdichtung einen optimalen, ebenen Untergrund.

3.2.1 Grundriss

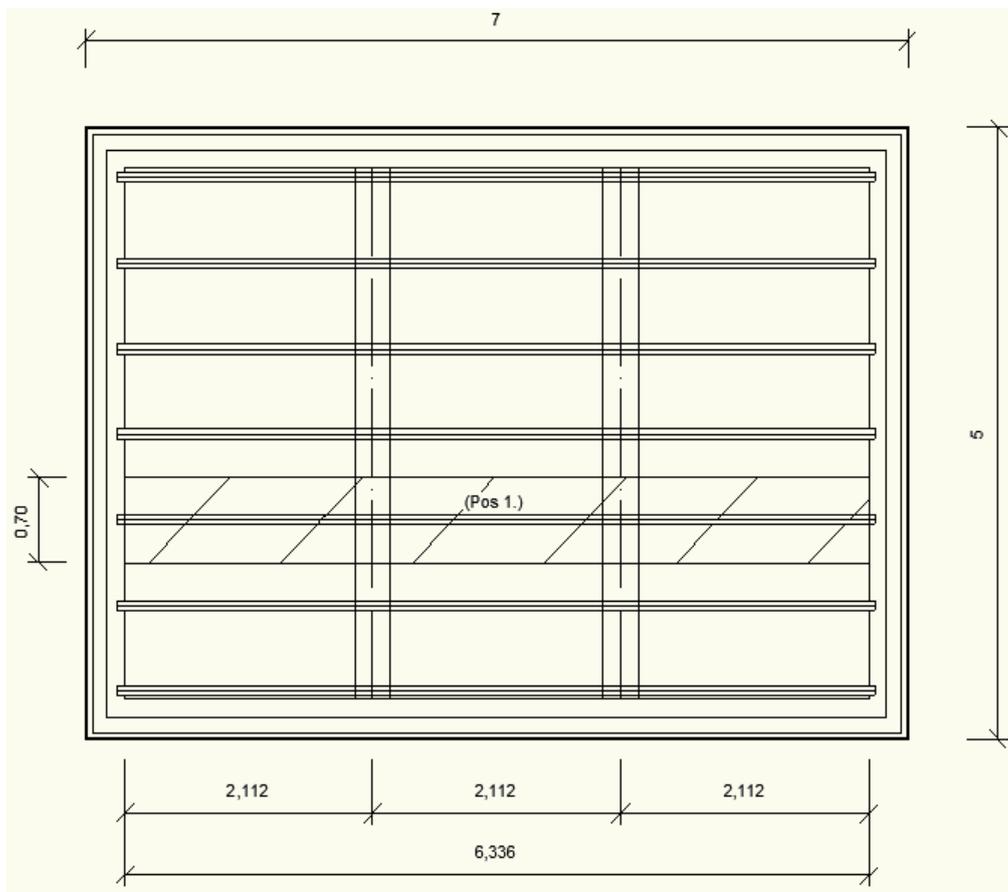


Abbildung 8: Grundriss Position 1

$$l_{\text{eff},y} = 6,336 \text{ m} + (0,15\text{m}/3) \times 2 = 6,44 \text{ m}$$

3.2.2 Einwirkungen

Aus Eigenlast: (3.1.1.1.)

$$g_{k1} = 0,38 \text{ kN/m}^2 \times 0,70 \text{ m} + 0,053 \text{ kN/m} + 0,03 \text{ kN/m} = 0,35 \text{ kN/m}$$

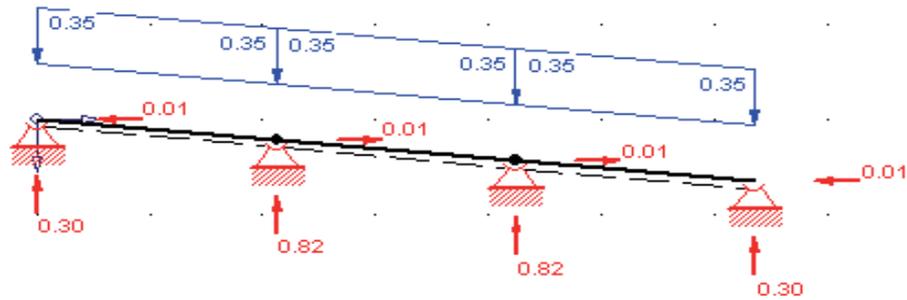
Aus Schneelast: (3.1.2.1.)

$$q_{k1} = 0,85 \text{ kN/m}^2 \times 0,70 \text{ m} = 0,60 \text{ kN/m}$$

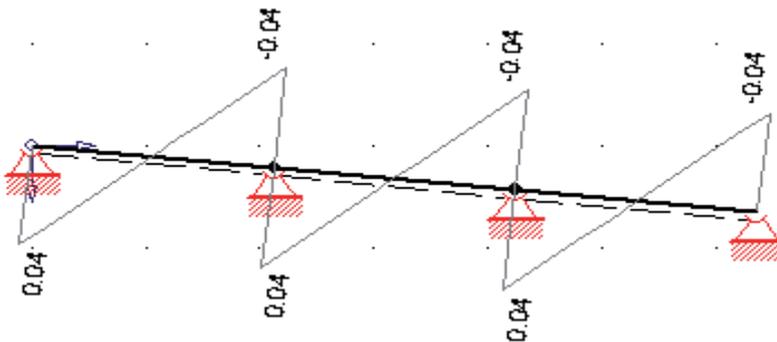
3.2.2.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

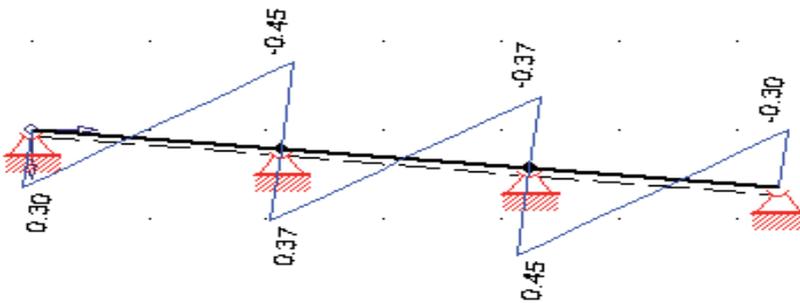
Dreifeldträger mit vier Auflagern, Belastung 0,35 kN/m



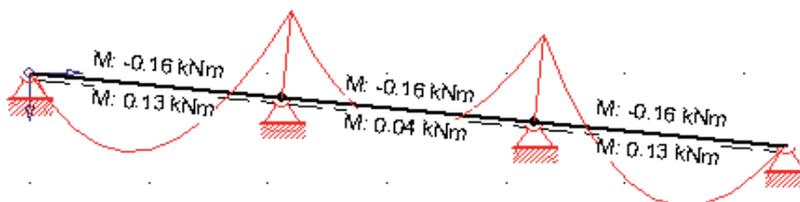
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



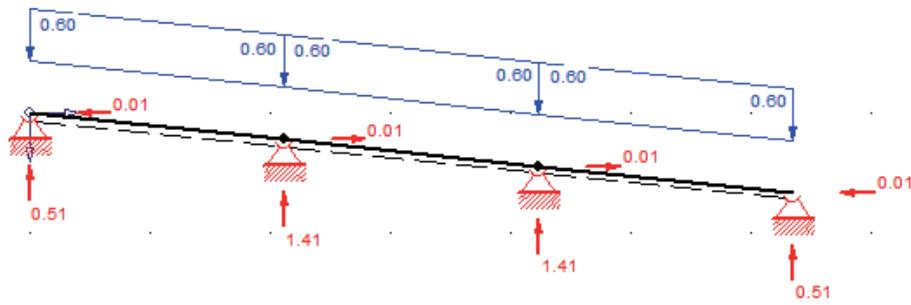
Momentenverlauf:



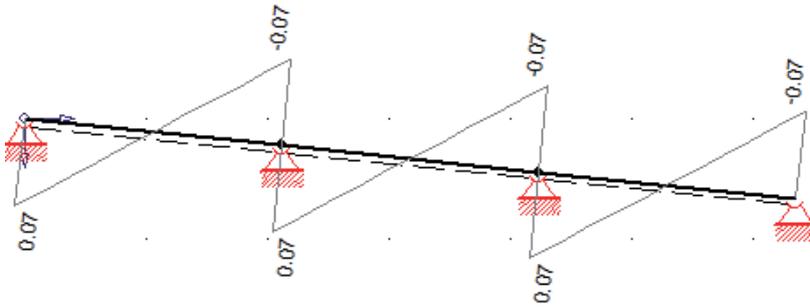
3.2.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe:

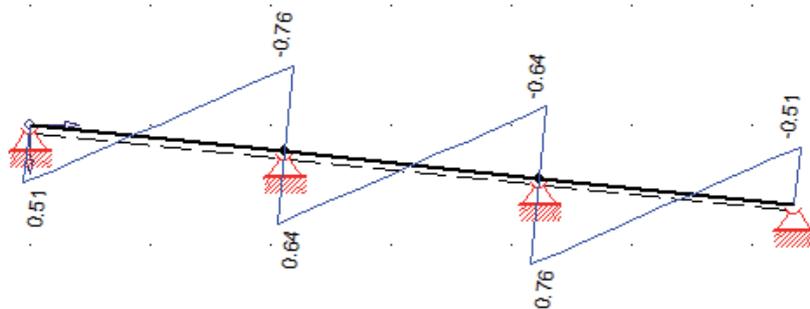
Dreifeldträger mit vier Auflagern, Belastung 0,60 kN/m



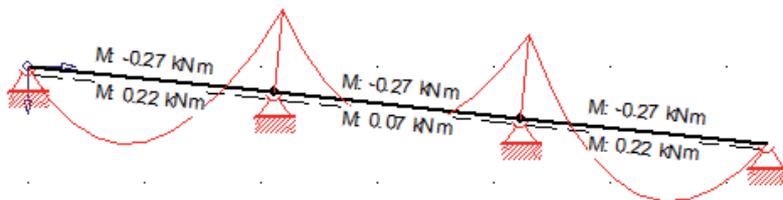
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



Momentenverlauf:



3.2.2.3 infolge Windlast

Dieser Lastenfall kann vernachlässigt werden, da nur Sogkräfte entstehen, die das Gebäude entlasten würden.

3.2.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0,04 \text{ kN} = 0,06 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 0,04 \text{ kN} + 1,5 \times 0,07 \text{ kN} = \mathbf{0,17 \text{ kN}}$$

Querkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0,45 \text{ kN} = 0,61 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 0,45 \text{ kN} + 1,5 \times 0,76 \text{ kN} = 1,75 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-0,16 \text{ kNm}) = -0,22 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-0,16 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,27 \text{ kNm}) = -0,63 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 1.1 sind:

$$N_{Ed} = 0,17 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,75 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -0,63 \text{ kNm}$$

3.3 Position 1.2.: Trapezblech

Die Position 1.2. beschreibt die Schnittgrößen die infolge Wärmedämmung und Abdichtung auf das Trapezblech wirken.

3.3.1 Einwirkungen

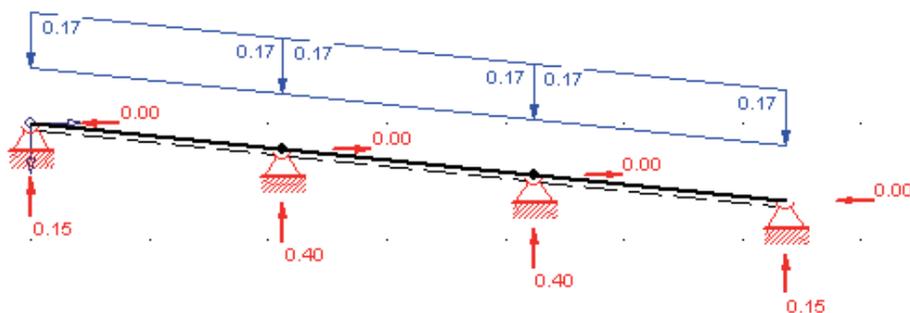
Aus Eigenlast: (3.1.1.1.)

$$g_{k1} = (0,04 \text{ kN/m}^2 + 0,12 \text{ kN/m}^2 + 0,075 \text{ kN/m}^2) \times 0,70 \text{ m} = 0,17 \text{ kN/m}$$

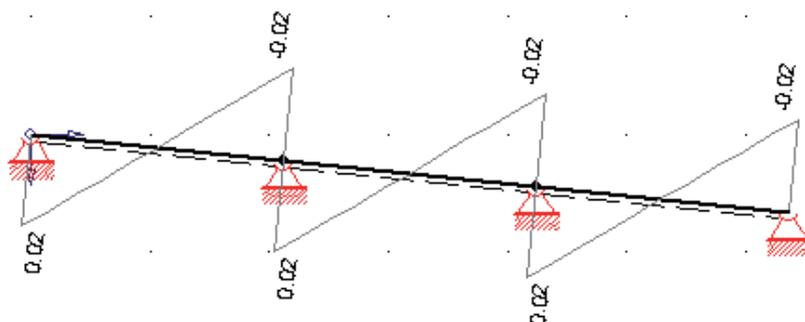
3.3.1.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe:

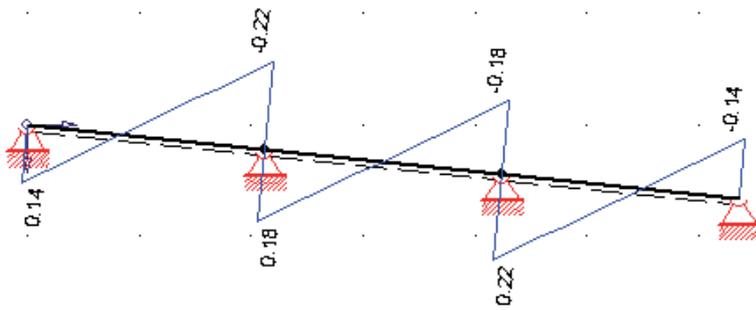
Dreifeldträger mit vier Auflagern, Belastung 0,17 kN/m



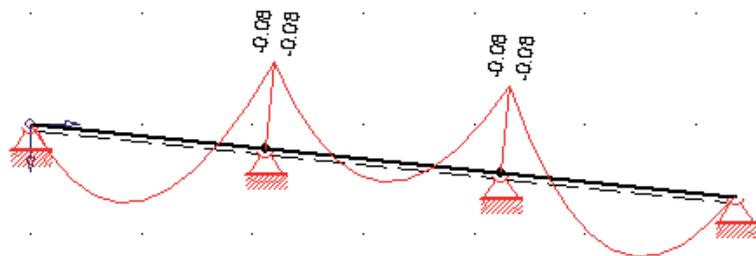
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



Momentenverlauf:



3.3.2 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0,02 \text{ kN} = 0,03 \text{ kN}$$

Querkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0,22 \text{ kN} = 0,30 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-0,08 \text{ kNm}) = -0,11 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 1.2 sind:

$$N_{Ed} = 0,03 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,30 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -0,11 \text{ kNm}$$

3.4 Position 2.1.: Glassteg

Der Verbundträger wird an den Kontaktflächen zwischen Obergurt-Steg und Untergurt-Steg geklebt. Versagen die Klebefugen an den Kontaktflächen muss noch immer gewährleistet sein, dass der Verbundträger die Lasten abträgt. In diesem Fall (Verbundträger ohne Verbund) würden die drei Querschnitte jeder für sich tragen. Da der Glassteg im Auflagerbereich in einer Gabellagerung liegt, verkürzt sich die Spannweite auf 4,04 m. Mit den Schnittgrößen aus Position 2.1 wird später der Glassteg bemessen.

Hierbei handelt es sich um einen außergewöhnlichen Lastfall $\rightarrow \gamma_A = 1,0$

3.4.1 Grundriss

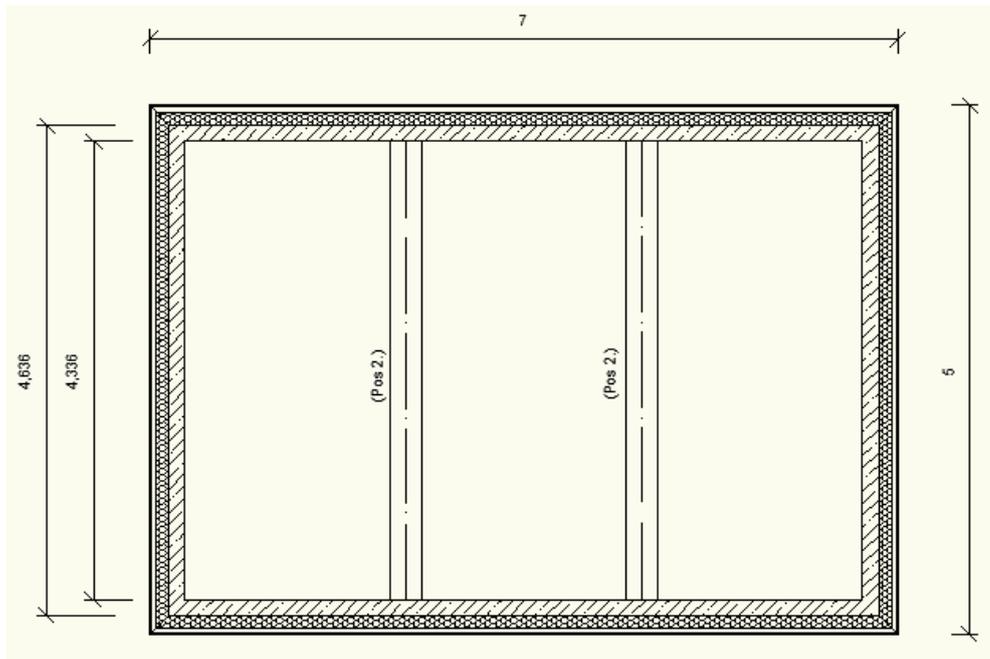


Abbildung 9: Grundriss Position 2

$$l_{\text{eff},y} = 4,336 \text{ m} - (0,15\text{m}) \times 2 = 4,04 \text{ m}$$

3.4.2 Einwirkungen

Eigenlast:

Aus Position 1.1: Punktlasten 0,82 kN, Abstand 0,70 m

Eigenlast Verbundträger (3.3.1.1.): $g_{k3} = 0,75 \text{ kN/m}$ (sichere Seite) +
 $g_{k1} = (0,04 \text{ kN/m}^2 + 0,12 \text{ kN/m}^2 + 0,075 \text{ kN/m}^2) \times 2,16 \text{ m} = 1,26 \text{ kN/m}$

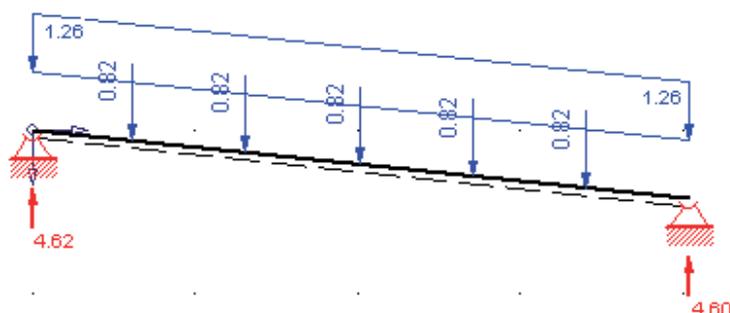
Verkehrslasten:

Aus Position 1.1, Schnee (4.2.2.2.): Punktlasten 1,41 kN, Abstand 0,70 m

3.4.2.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

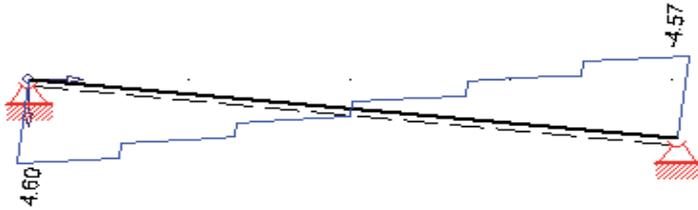
Der Balken mit einer Länge von 4,04 m ist um 6° geneigt und lagert auf zwei Auflagern. Belastet wird er mit 5 Punktlasten von jeweils 0,82 kN im Abstand von 0,70 m und ein Streckenlast von 1,26 kN/m.



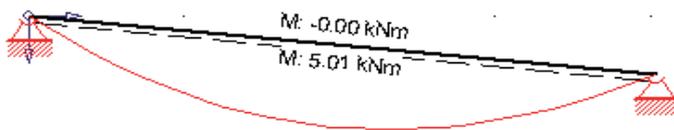
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



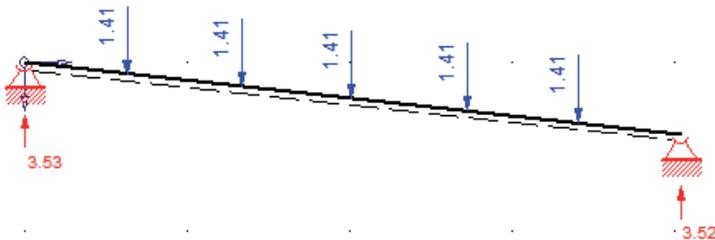
Momentenverlauf:



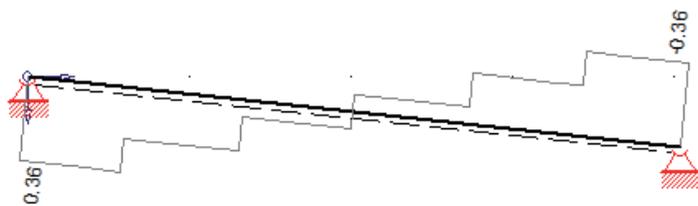
3.4.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

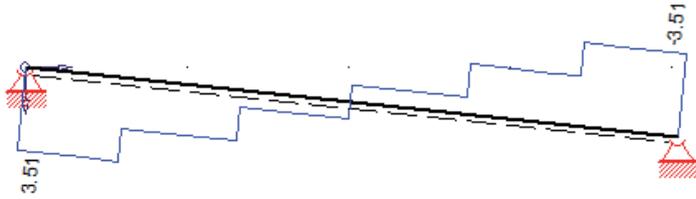
Der Balken mit einer Länge von 4,04 m ist um 6° geneigt und lagert auf zwei Auflagern. Belastet wird er mit 5 Punktlasten von jeweils 1,44 kN im Abstand von 0,70 m.



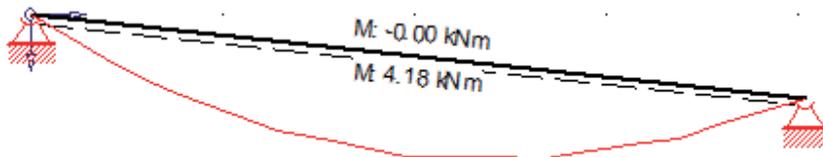
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



Momentenverlauf:



3.4.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$EK1 = 1,00 \times 0,48 \text{ kN} = 0,48 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,00 \times 0,48 \text{ kN} + 1,00 \times 0,36 \text{ kN} = \mathbf{0,84 \text{ kN}}$$

Querkraft:

$$EK1 = 1,00 \times 4,57 \text{ kN} = 4,57 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,00 \times 4,57 \text{ kN} + 1,00 \times 3,51 \text{ kN} = \mathbf{8,08 \text{ kN}}$$

Moment:

$$EK1 = 1,00 \times (-5,01 \text{ kNm}) = -5,01 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,00 \times (-5,01 \text{ kNm}) + 1,00 \times (-4,18 \text{ kNm}) = \mathbf{-9,23 \text{ kNm}}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.1. sind:

$$N_{Ed} = 0,84 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 8,08 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -9,23 \text{ kNm}$$

3.5 Position 2.2.: Verbundträger

Die Position 2.2 beschreibt zwei Verbundträger, die die Lasten aus dem Trägerkonstruktion in die tragenden Außenwände leiten soll. Die Verbundträger bestehen aus einem Obergurt aus UHPC, einem Steg aus Verbund-Sicherheitsglas (VSG) und einem Untergurt aus Stahl. Hier wird angenommen dass der Verbundträger über die gesamte Länge die Lasten aufnehmen kann. Mit diesem Lastfall werden später die Spannungen in den einzelnen Querschnittsflächen ermittelt.

3.5.1 Grundriss

Siehe Position 2.1

$$l_{\text{eff},y} = 4,336 \text{ m} + (0,15 \text{ m} / 3) \times 2 = 4,44 \text{ m}$$

3.5.2 Einwirkungen

Eigenlast:

Aus Position 1: Punktlasten 0,82 kN, Abstand 0,70 m

Eigenlast Verbundträger (3.3.1.1.): $g_{k3} = 0,75 \text{ kN/m}$ (sichere Seite) +
 $g_{k1} = (0,04 \text{ kN/m}^2 + 0,12 \text{ kN/m}^2 + 0,075 \text{ kN/m}^2) \times 2,16 \text{ m} = 1,26 \text{ kN/m}$

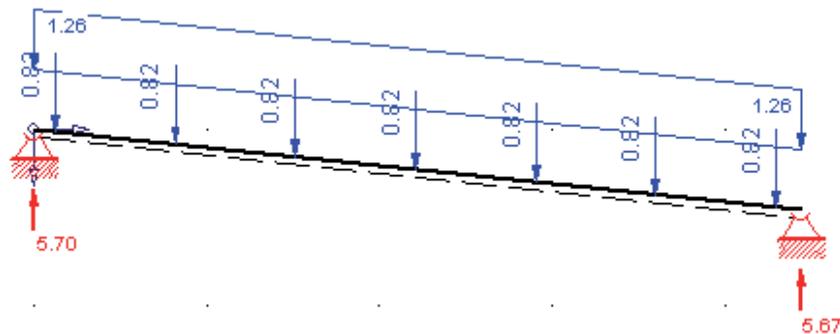
Verkehrslasten:

Aus Position 1, Schnee: Punktlasten 1,41 kN, Abstand 0,70 m

3.5.2.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

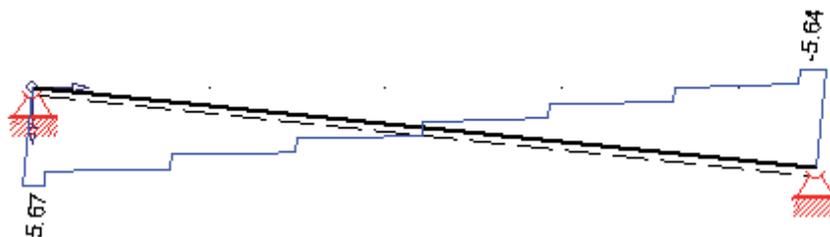
Der Balken mit einer Länge von 4,44 m ist um 6° geneigt und lagert auf zwei Auflagern. Belastet wird er mit 7 Punktlasten von jeweils 0,82 kN im Abstand von 0,70 m und ein Streckenlast von 1,26 kN/m.



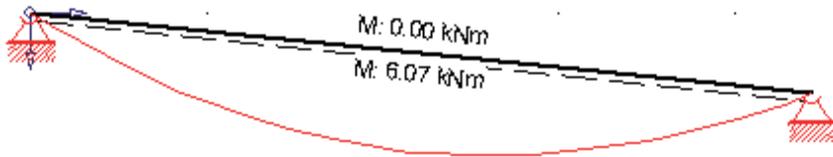
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



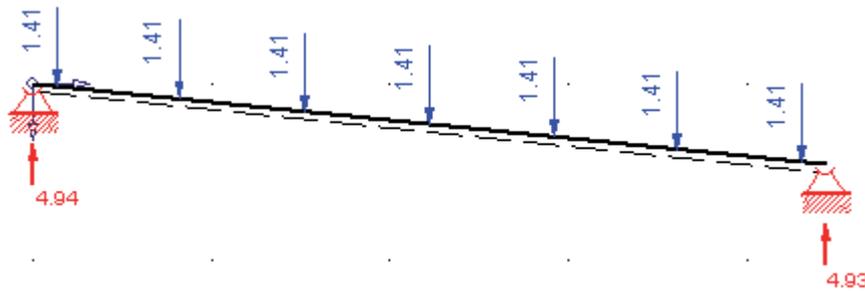
Momentenverlauf:



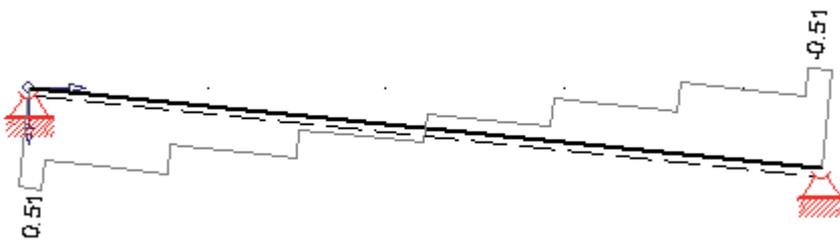
3.5.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

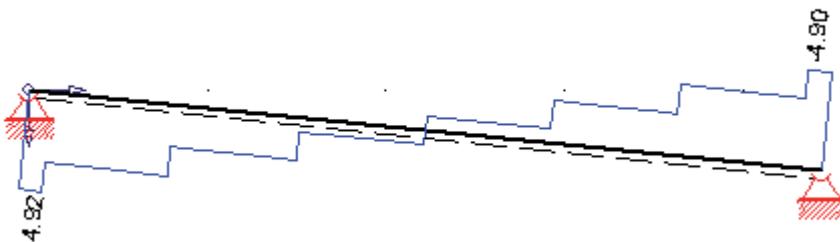
Der Balken mit einer Länge von 4,44 m ist um 6° geneigt und lagert auf zwei Auflagern. Belastet wird der Balken mit 7 Punktlasten von jeweils 1,41 kN im Abstand von 0,70 m.



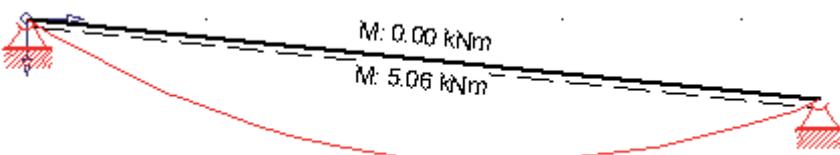
Normalkraftverlauf:



Querkraftverlauf:



Momentenverlauf:



3.5.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0,58 \text{ kN} = 0,79 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 0,58 \text{ kN} + 1,5 \times 0,51 \text{ kN} = 1,55 \text{ kN}$$

Querkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 5,67 \text{ kN} = 7,66 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 5,67 \text{ kN} + 1,5 \times 4,91 \text{ kN} = 15,03 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-6,06 \text{ kNm}) = -8,18 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-6,06 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-5,06 \text{ kNm}) = -15,77 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.2. sind:

$$N_{Ed} = 1,55 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 15,03 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -15,77 \text{ kNm}$$

3.6 Position 3.1.: Außenwand

Die Position 3 beschreibt die Außenwände vom Gebäude. Die Wände sind rund 5 bzw. 7 m lang und zwischen 4 m bis 5 m hoch. Die Dicke der tragenden Außenwände aus Stahlbeton beträgt 15 cm. Die Wände werden als Fertigteile vorgefertigt und anschließend an Ort und Stelle in ein Köcherfundament eingespannt.

3.6.1 Grundriss

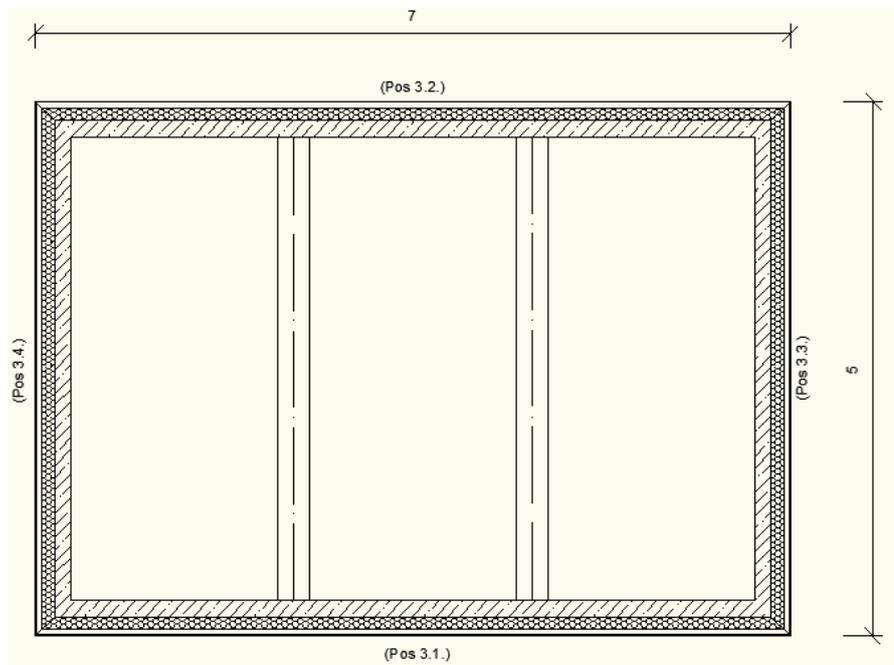


Abbildung 10: Grundriss Position 3

3.6.2 Einwirkungen

Eigenlast:

Aus Position 2.2: Am Wandkopf: $V = 5,70 \text{ kN}$

$H = 0 \text{ kN}$

Eigenlast Außenwand (3.2.1.1.): $g_{2K} = 4,21 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten:

Aus Position 2.2, Schnee: Am Wandkopf: $V = 4,94 \text{ kN}$

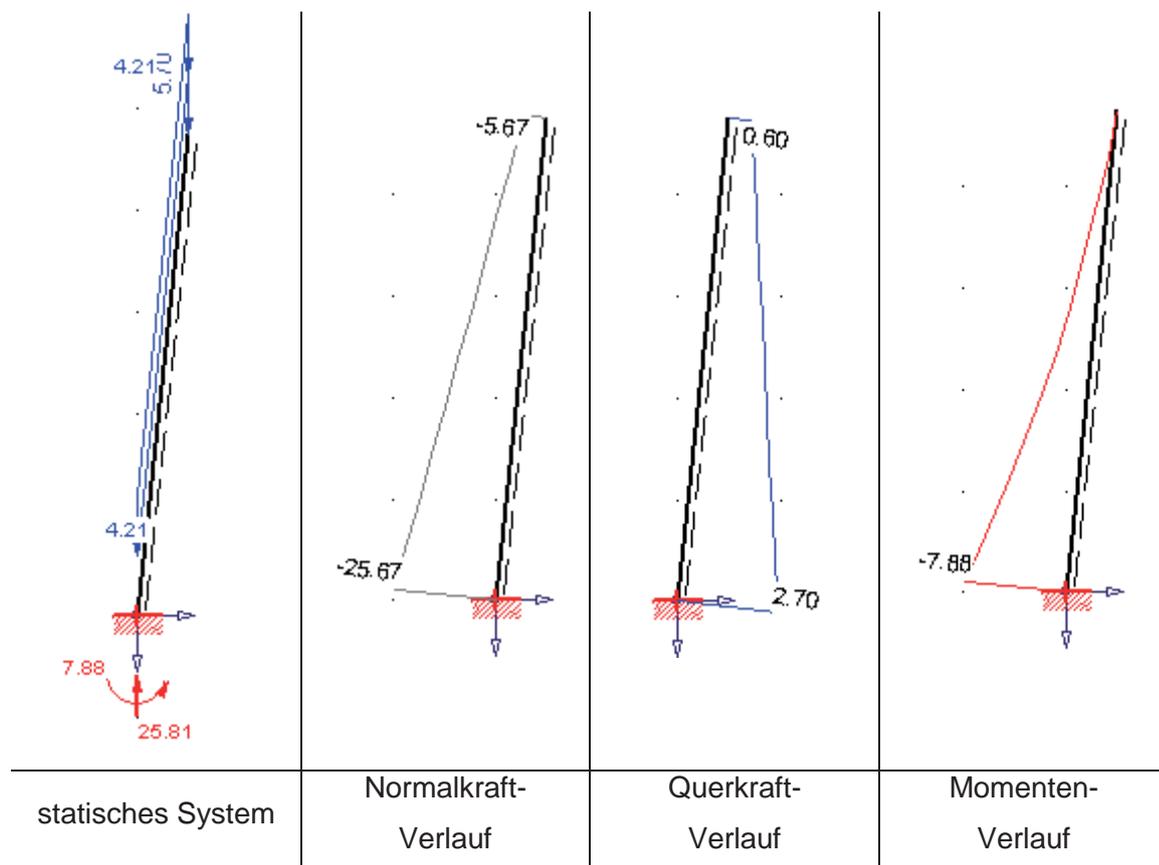
$H = 0 \text{ kN}$

Windlast: (3.2.2.1) $w = 0,40 \text{ kN/m}$

3.6.2.1 infolge Eigenlast

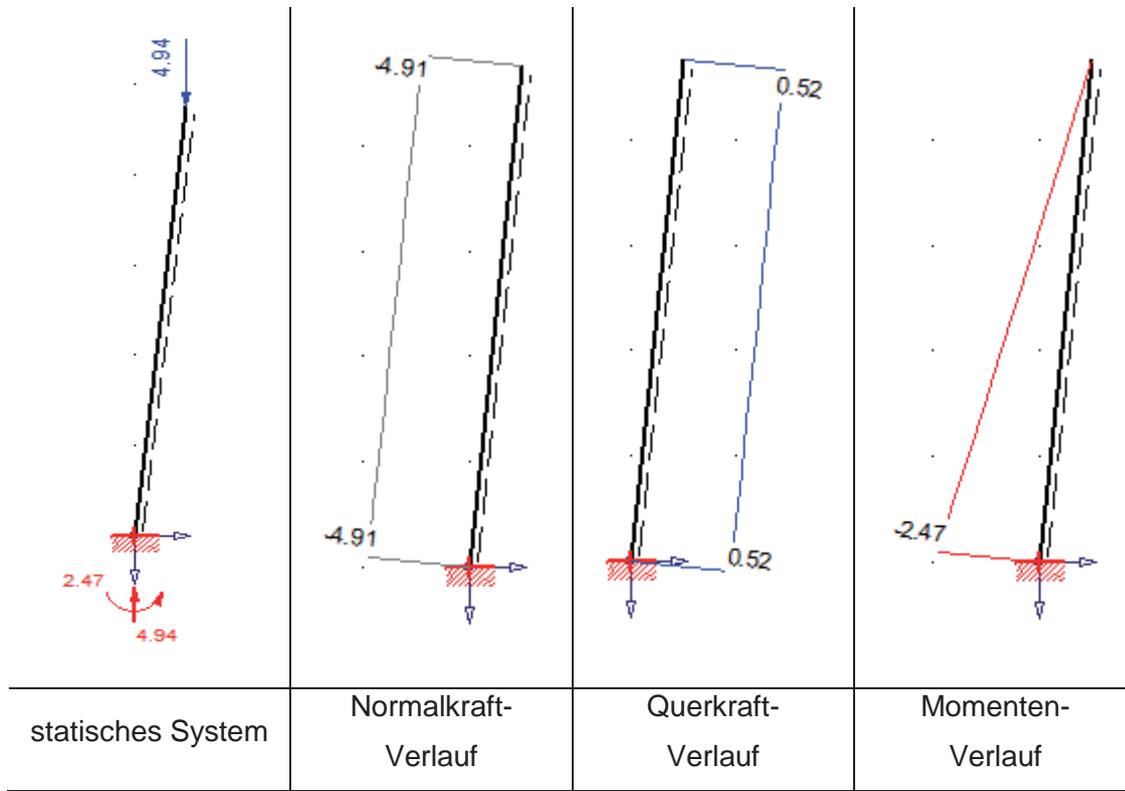
statisches System und Schnittgrößenverläufe

Der Balken mit einer Länge von 4,75 m ist um 6° geneigt und eingespannt. Belastet wird der Balken am Wandkopf mit $V = 5,70 \text{ kN}$. Über den ganzen Balken wirkt eine Streckenlast in Höhe von $4,21 \text{ kN/m}$.



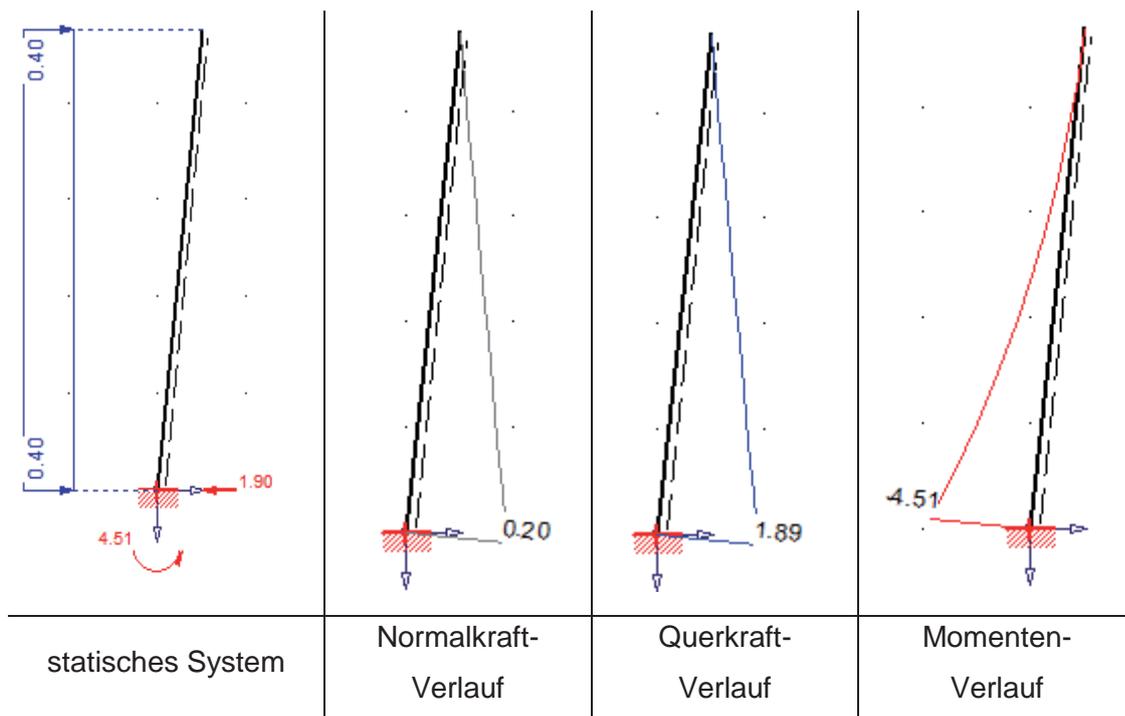
3.6.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe:



3.6.2.3 infolge Windlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe:



3.6.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times (-25,67 \text{ kN}) = - 34,66 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-25,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-4,91 \text{ kN}) = - 42,02 \text{ kN}$$

$$EK3 = 1,35 \times (-25,67 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,20 \text{ kN} = - 34,96 \text{ kN}$$

$$EK4 = 1,35 \times (-25,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-4,91 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,6 \times 0,20 = - 41,84 \text{ kN}$$

$$EK5 = 1,35 \times (-25,67 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,20 + 1,5 \times 0,5 \times (-4,91 \text{ kN}) = - 38,65 \text{ kN}$$

Querkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 2,70 \text{ kN} = 3,65 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 2,70 \text{ kN} + 1,5 \times 0,52 \text{ kN} = 4,43 \text{ kN}$$

$$EK3 = 1,35 \times 2,70 \text{ kN} + 1,5 \times 1,89 \text{ kN} = 6,49 \text{ kN}$$

$$EK4 = 1,35 \times 2,70 \text{ kN} + 1,5 \times 0,52 \text{ kN} + 1,5 \times 0,6 \times 1,89 \text{ kN} = 5,57 \text{ kN}$$

$$EK5 = 1,35 \times 2,70 \text{ kN} + 1,5 \times 1,89 \text{ kN} + 1,5 \times 0,5 \times 0,52 \text{ kN} = 6,88 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) = - 10,64 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,47 \text{ kNm}) = - 14,50 \text{ kNm}$$

$$EK3 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51 \text{ kNm}) = - 17,41 \text{ kNm}$$

$$EK4 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,47) + 1,5 \times 0,6 \times (-4,51) = - 18,56 \text{ kNm}$$

$$EK5 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51) + 1,5 \times 0,5 \times (-2,47) = - 19,27 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.1. sind:

$$N_{Ed} = -42,02 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 6,88 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -19,27 \text{ kNm}$$

3.7 Position 3.2.: Außenwand

3.7.1 Grundriss

siehe Position 3.1.

3.7.2 Einwirkungen

Eigenlast:

Aus Position 2.2: Am Wandkopf: $V = 5,70 \text{ kN}$

$$H = 0 \text{ kN}$$

Eigenlast Außenwand (3.2.1.1.): $g_{2K} = 4,21 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten:

Aus Position 2, Schnee: Am Wandkopf: $V = 4,94 \text{ kN}$

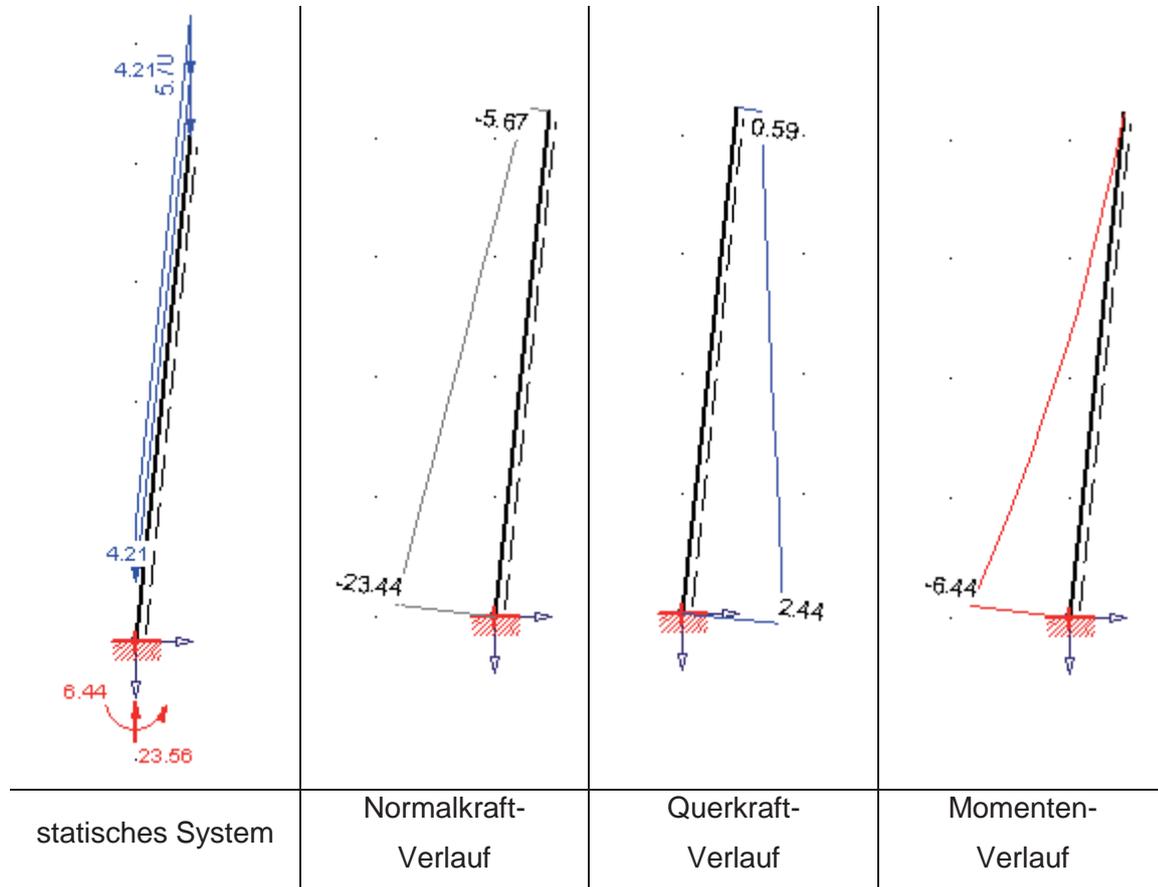
$$H = 0 \text{ kN}$$

Windlast: (3.2.2.1) $w = - 0,40 \text{ kN/m}$

3.7.2.1 infolge Eigenlast

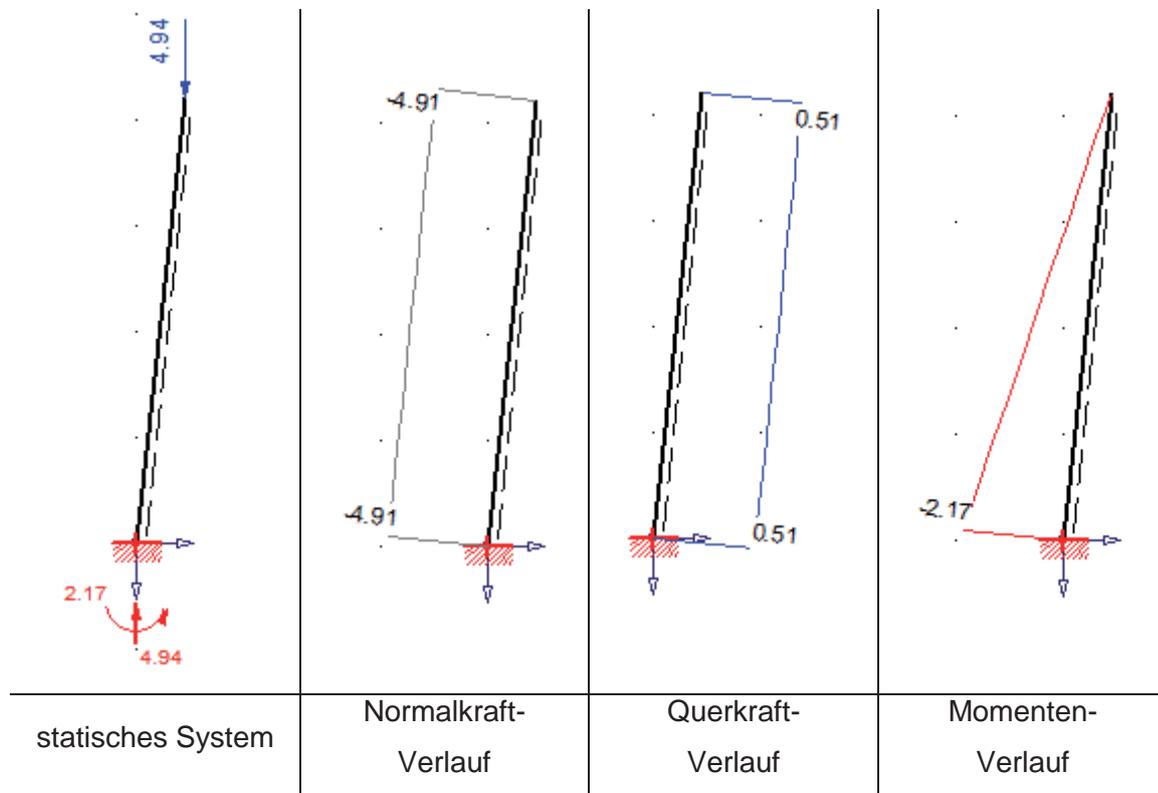
statisches System und Schnittgrößenverläufe:

Der Balken mit einer Länge von 4,22 m ist um 6° geneigt und eingespannt. Belastet wird der Balken am Wandkopf mit $V = 5,70$ kN. Über den ganzen Balken wirkt eine Streckenlast in Höhe von 4,21 kN/m.



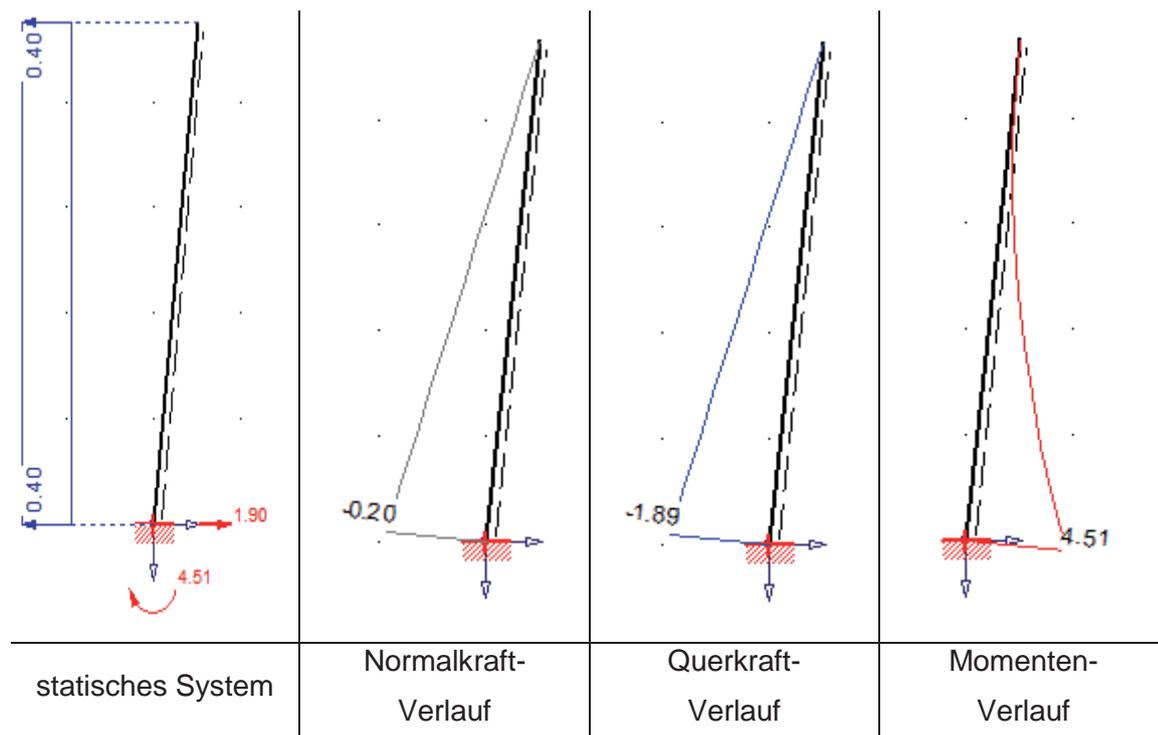
3.7.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe



3.7.2.3 infolge Windlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe



3.7.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times (-23,44 \text{ kN}) &&= - 31,65 \text{ kN} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times (-23,44 \text{ kN}) + 1,5 \times (-4,91 \text{ kN}) &&= - 39,02 \text{ kN} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times (-23,44 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,20 \text{ kN}) &&= - 31,35 \text{ kN} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times (-23,44 \text{ kN}) + 1,5 \times (-4,91 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,6 \times (-0,20) &&= - \mathbf{39,20 \text{ kN}} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times (-23,44 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,20) + 1,5 \times 0,5 \times (-4,91 \text{ kN}) &&= - 35,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Querkraft:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times 2,44 \text{ kN} &&= 3,30 \text{ kN} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times 2,44 \text{ kN} + 1,5 \times 0,51 \text{ kN} &&= \mathbf{4,07 \text{ kN}} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times 2,44 \text{ kN} + 1,5 \times (-1,89 \text{ kN}) &&= 0,47 \text{ kN} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times 2,44 \text{ kN} + 1,5 \times 0,51 \text{ kN} + 1,5 \times 0,6 \times (-1,89) &&= 2,37 \text{ kN} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times 2,44 \text{ kN} + 1,5 \times (-1,89) + 1,5 \times 0,5 \times 0,51 \text{ kN} &&= 0,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Moment:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) &&= - 8,70 \text{ kNm} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,17 \text{ kNm}) &&= - \mathbf{11,96 \text{ kNm}} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times 4,51 \text{ kNm} &&= - 1,93 \text{ kNm} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,17) + 1,5 \times 0,6 \times 4,51 &&= - 7,90 \text{ kNm} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times 4,51 + 1,5 \times 0,5 \times (-2,17) &&= - 3,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.2. sind:

$$\begin{aligned} N_{\text{Ed}} &= -39,20 \text{ kN} \\ V_{\text{Ed}} &= 4,07 \text{ kN} \\ M_{\text{Ed}} &= - 11,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3.8 Position 3.3.: Außenwand

3.8.1 Grundriss

Siehe Position 3.1.

3.8.2 Einwirkungen

Eigenlast:

$$\begin{aligned} \text{Aus Position 1.1: Am Wandkopf: } & V = 0,30 \text{ kN} \\ & H = 0 \text{ kN} \\ \text{Aus Position 1.2: Am Wandkopf: } & V = 0,15 \text{ kN} \\ & H = 0 \text{ kN} \\ \text{Eigenlast Außenwand (3.2.1.1.): } & g_{2K} = 4,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslasten:

Schneelast: (Position 1) Am Wandkopf: $V = 0,51 \text{ kN}$

$H = 0 \text{ kN}$

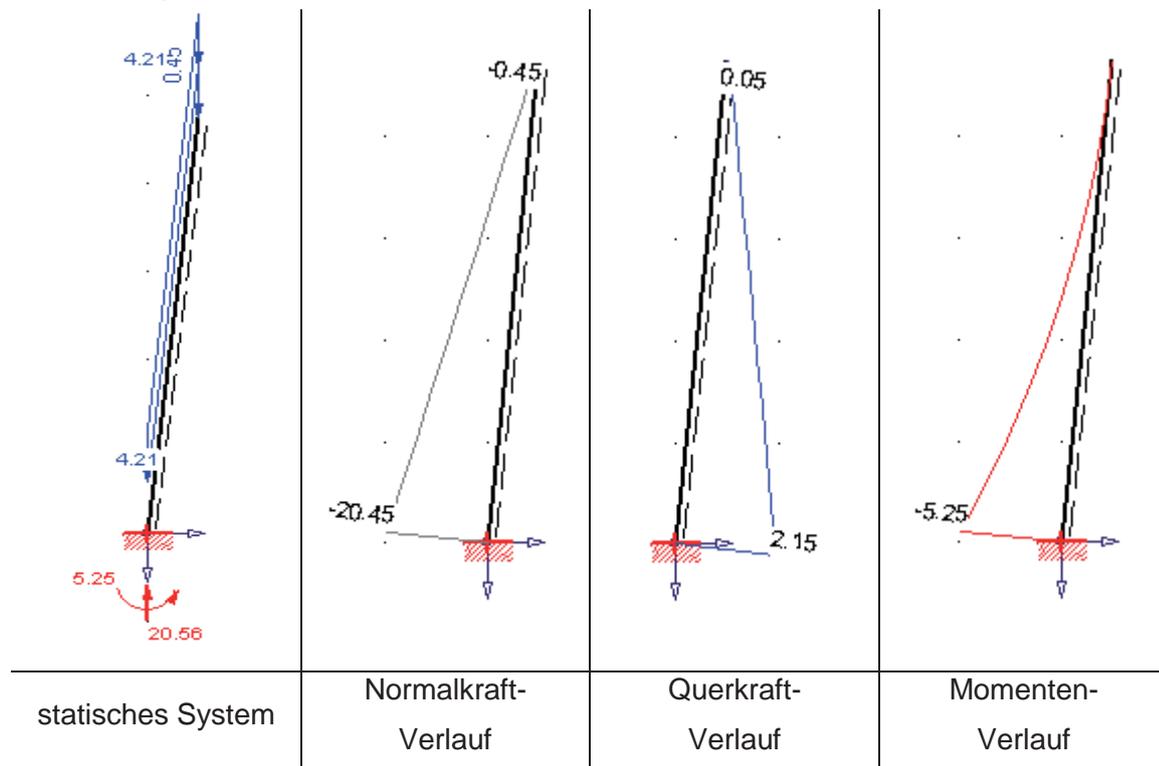
Windlast: (3.2.2.1) $w = 0,40 \text{ kN/m}$

3.8.2.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

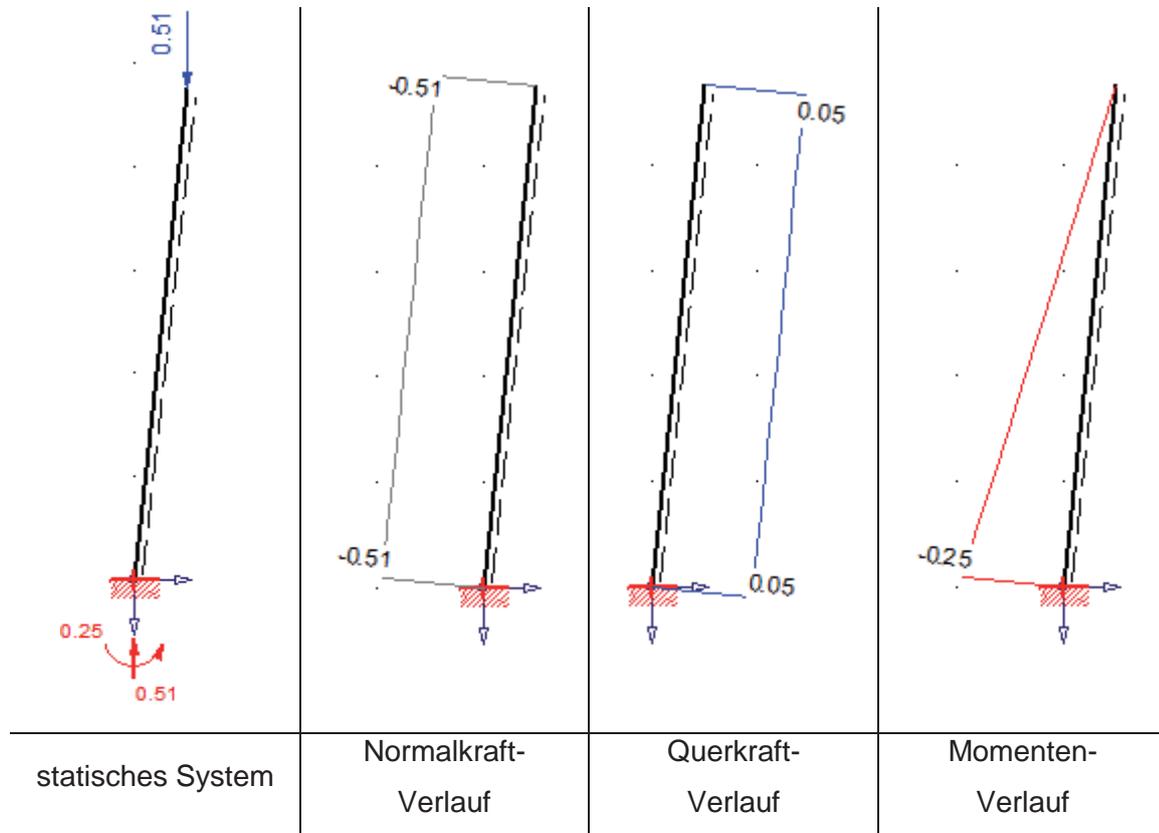
Der Balken mit einer Länge von 4,75 m ist um 6° geneigt und eingespannt.

Über den ganzen Balken wirkt eine Streckenlast in Höhe von 4,21 kN/m.



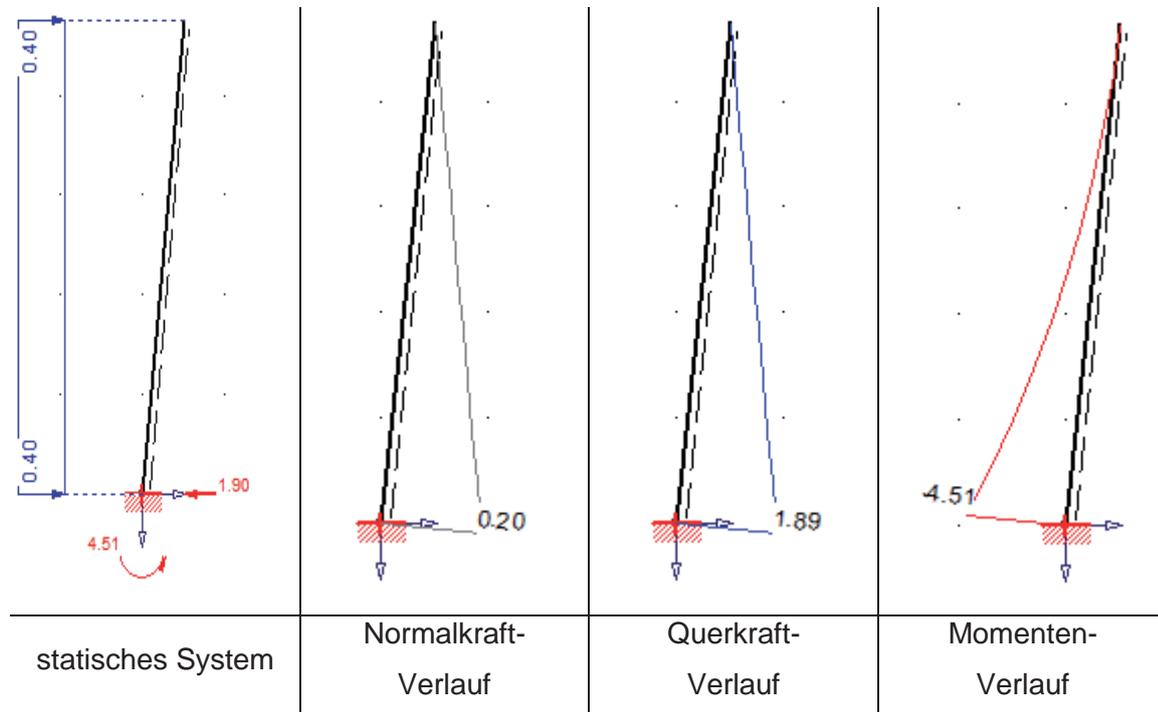
3.8.2.2 infolge Schneelast

statisches System und Schnittgrößenverläufe



3.8.2.3 infolge Windlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe



3.8.3 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$\begin{aligned}
 \text{EK1} &= 1,35 \times (-20,45 \text{ kN}) && = - 27,61 \text{ kN} \\
 \text{EK2} &= 1,35 \times (-20,45 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,51 \text{ kN}) && = - \mathbf{28,38 \text{ kN}} \\
 \text{EK3} &= 1,35 \times (-20,45 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,20 \text{ kN} && = - 27,31 \text{ kN} \\
 \text{EK4} &= 1,35 \times (-20,45 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,51 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,6 \times 0,20 \text{ kN} && = - 28,20 \text{ kN} \\
 \text{EK5} &= 1,35 \times (-20,45 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,20 + 1,5 \times 0,5 \times (-0,51 \text{ kN}) && = - 27,70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Querkraft:

$$\begin{aligned}
 \text{EK1} &= 1,35 \times 2,15 \text{ kN} && = 2,90 \text{ kN} \\
 \text{EK2} &= 1,35 \times 2,15 \text{ kN} + 1,5 \times 0,05 \text{ kN} && = 2,98 \text{ kN} \\
 \text{EK3} &= 1,35 \times 2,15 \text{ kN} + 1,5 \times 1,89 \text{ kN} && = 5,74 \text{ kN} \\
 \text{EK4} &= 1,35 \times 2,15 \text{ kN} + 1,5 \times 0,05 \text{ kN} + 1,5 \times 0,6 \times 1,89 \text{ kN} && = 4,69 \text{ kN} \\
 \text{EK5} &= 1,35 \times 2,15 \text{ kN} + 1,5 \times 1,89 \text{ kN} + 1,5 \times 0,5 \times 0,05 \text{ kN} && = \mathbf{5,78 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Moment:

$$\begin{aligned}
 \text{EK1} &= 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) && = - 7,09 \text{ kNm} \\
 \text{EK2} &= 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,25 \text{ kNm}) && = - 7,47 \text{ kNm} \\
 \text{EK3} &= 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51 \text{ kNm}) && = - 13,86 \text{ kNm} \\
 \text{EK4} &= 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,25) + 1,5 \times 0,6 \times (-4,51) && = - 11,53 \text{ kNm} \\
 \text{EK5} &= 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51) + 1,5 \times 0,5 \times (-0,25) && = - \mathbf{14,05 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.3. sind:

$$N_{Ed} = -28,38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5,78 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -14,05 \text{ kNm}$$

3.9 Position 3.4.: Außenwand

3.9.1 Grundriss

siehe Position 3.1.

3.9.2 Einwirkungen

Eigenlast:

Aus Position 1.1: Am Wandkopf: $V = 0,30 \text{ kN}$

$H = 0 \text{ kN}$

Aus Position 1.2: Am Wandkopf: $V = 0,15 \text{ kN}$

$H = 0 \text{ kN}$

Eigenlast Außenwand (3.2.1.1.): $g_{2K} = 4,21 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten:

Schneelast: (Position 1) Am Wandkopf: $V = 0,51 \text{ kN}$

$H = 0 \text{ kN}$

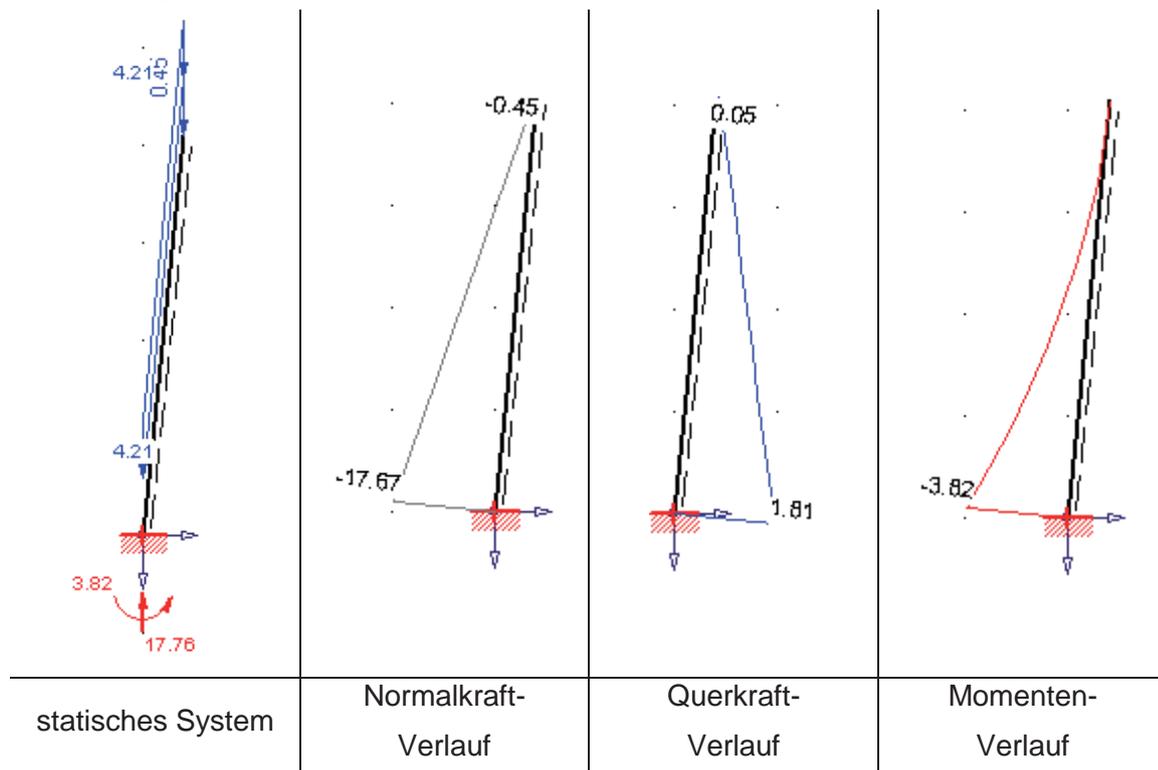
Windlast: (3.2.2.1) $w = -0,40 \text{ kN/m}$

3.9.2.1 infolge Eigenlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

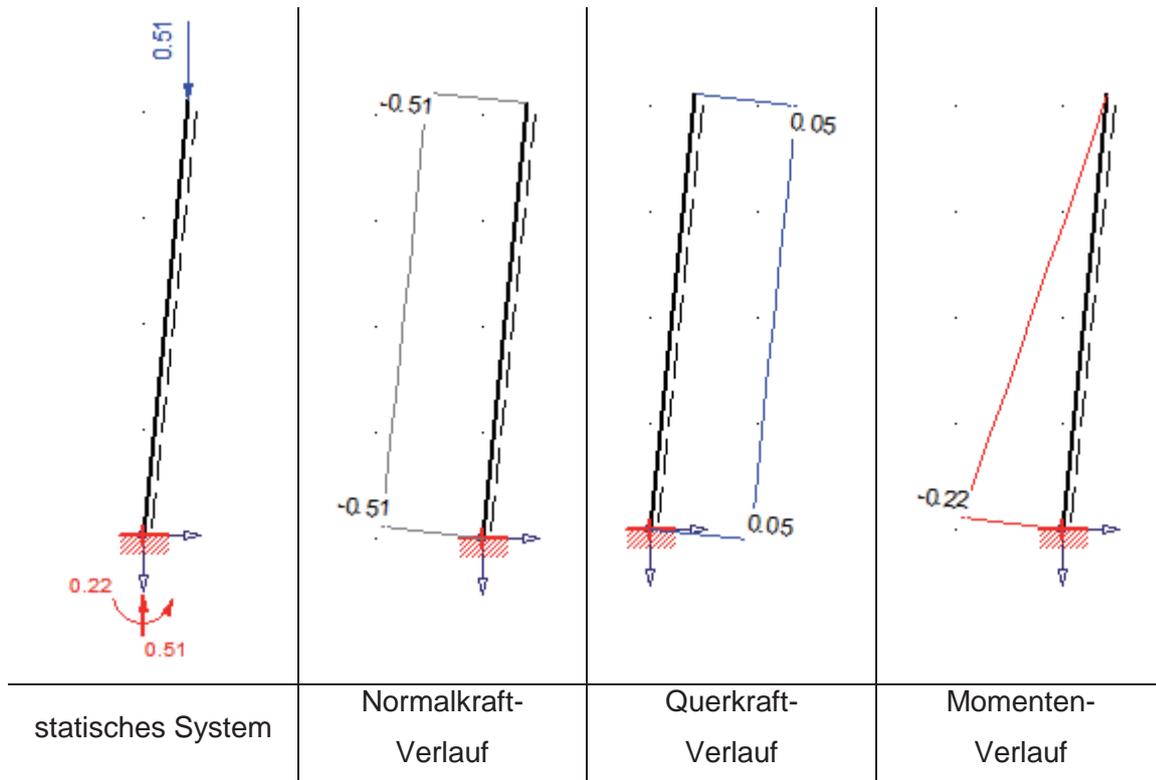
Der Balken mit einer Länge von 4,08 m ist um 6° geneigt und eingespannt.

Über den ganzen Balken wirkt eine Streckenlast in Höhe von 4,21 kN/m.



3.9.2.2 infolge Schneelast

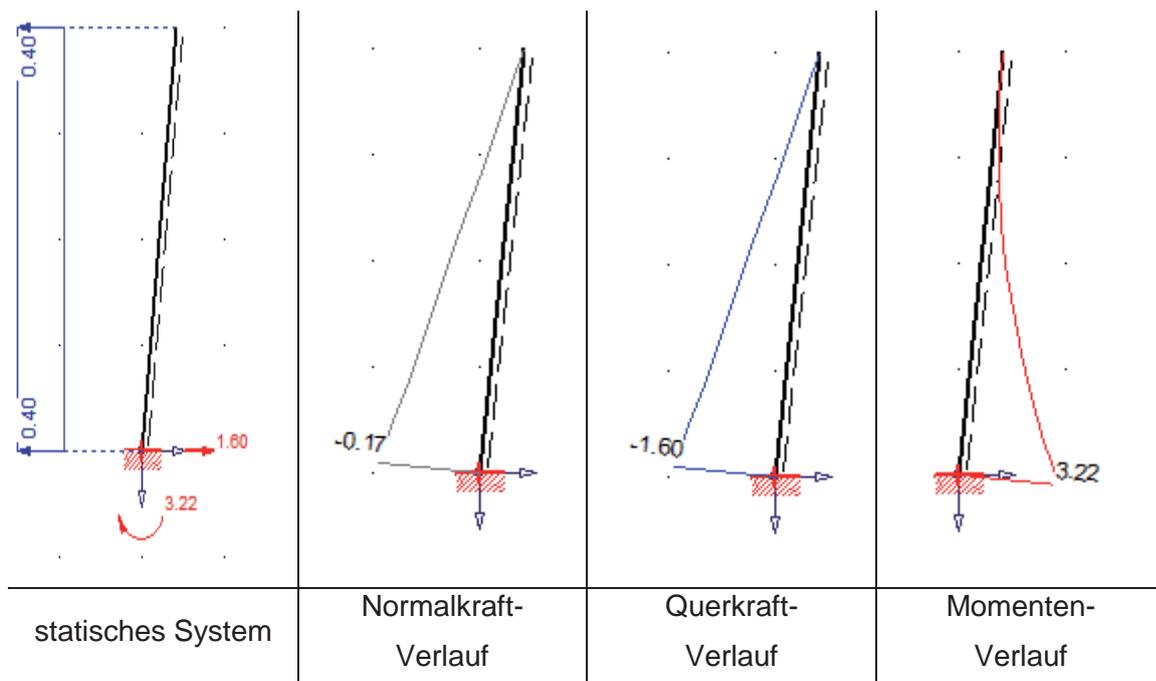
statisches System und Schnittgrößenverläufe



3.9.2.3 infolge Windlast

statisches System und Schnittgrößenverläufe

Als Windlast wird $-0,40 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.



3.9.2.4 Einwirkungskombinationen

Normalkraft:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times (-17,67 \text{ kN}) &&= - 24,07 \text{ kN} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times (-17,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,51 \text{ kN}) &&= - 24,84 \text{ kN} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times (-17,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,17 \text{ kN}) &&= - 23,33 \text{ kN} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times (-17,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,51 \text{ kN}) + 1,5 \times 0,6 \times (-0,17) &&= - \mathbf{25,00 \text{ kN}} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times (-17,67 \text{ kN}) + 1,5 \times (-0,17) + 1,5 \times 0,5 \times (-0,51 \text{ kN}) &&= - 23,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Querkraft:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times 1,81 \text{ kN} &&= 2,45 \text{ kN} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times 1,81 \text{ kN} + 1,5 \times 0,05 \text{ kN} &&= \mathbf{2,53 \text{ kN}} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times 1,81 \text{ kN} + 1,5 \times (-1,60 \text{ kN}) &&= 0,05 \text{ kN} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times 1,81 \text{ kN} + 1,5 \times 0,05 \text{ kN} + 1,5 \times 0,6 \times (-1,60) &&= 1,09 \text{ kN} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times 1,81 \text{ kN} + 1,5 \times (-1,60) + 1,5 \times 0,5 \times 0,05 \text{ kN} &&= 0,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

Moment:

$$\begin{aligned} \text{EK1} &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) &&= - 5,16 \text{ kNm} \\ \text{EK2} &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) &&= - \mathbf{5,49 \text{ kNm}} \\ \text{EK3} &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times 3,22 \text{ kNm} &&= - 0,33 \text{ kNm} \\ \text{EK4} &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) + 1,5 \times 0,6 \times 3,22 &&= - 2,60 \text{ kNm} \\ \text{EK5} &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times 3,22 + 1,5 \times 0,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) &&= - 0,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.4. sind:

$$\begin{aligned} N_{\text{Ed}} &= -25,00 \text{ kN} \\ V_{\text{Ed}} &= 2,53 \text{ kN} \\ M_{\text{Ed}} &= - 5,49 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3.10 Position 4.1.: Köcherfundament

3.10.1 Lageplan

Siehe Positionsplan

3.10.2 Einwirkungen

Auflagerkräfte aus Position 3.1.:

Infolge Eigenlast: $H = 0 \text{ kN}$
 $V = 25,81 \text{ kN}$
 $M = - 7,88 \text{ kNm}$

Infolge Schneelast: $H = 0 \text{ kN}$
 $V = 4,94 \text{ kN}$
 $M = - 2,47 \text{ kNm}$

Infolge Windlast: $H = 1,90 \text{ kN}$
 $V = 0 \text{ kN}$
 $M = - 4,51 \text{ kNm}$

3.10.3 Einwirkungskombinationen

Horizontalkraft:

$$EK3 = 1,35 \times 0 \text{ kN} + 1,5 \times 1,90 \text{ kN} = \mathbf{2,85 \text{ kN}}$$

Vertikalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 25,81 \text{ kN} = 34,84 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 25,81 \text{ kN} + 1,5 \times 4,94 \text{ kN} = \mathbf{42,26 \text{ kN}}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) = - 10,64 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,51 \text{ kNm}) = - 14,41 \text{ kNm}$$

$$EK3 = 1,35 \times (-7,88 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51 \text{ kNm}) = - 17,41 \text{ kNm}$$

$$EK4 = 1,35 \times (-7,88) + 1,5 \times (-2,51) + 1,5 \times 0,6 \times (-4,51) = - 18,47 \text{ kNm}$$

$$EK5 = 1,35 \times (-7,88) + 1,5 \times (-4,51) + 1,5 \times 0,5 \times (-2,51 \text{ kNm}) = \mathbf{- 19,30 \text{ kNm}}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 4.1. sind:

$$H = 2,85 \text{ kN}$$

$$V = 42,26 \text{ kN}$$

$$M = -19,30 \text{ kNm}$$

3.11 Position 4.2.: Köcherfundament

3.11.1 Lageplan

Siehe Positionsplan

3.11.2 Einwirkungen

Auflagerkräfte aus Position 3.2.:

Infolge Eigenlast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 23,56 \text{ kN}$$

$$M = - 6,44 \text{ kNm}$$

Infolge Schneelast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 4,94 \text{ kN}$$

$$M = - 2,17 \text{ kNm}$$

Infolge Windlast: $H = - 1,90 \text{ kN}$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 4,51 \text{ kNm}$$

3.11.3 Einwirkungskombinationen

Horizontalkraft:

$$EK3 = 1,35 \times 0 \text{ kN} + 1,5 \times (-1,90 \text{ kN}) = - 2,85 \text{ kN}$$

Vertikalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 23,56 \text{ kN} = 30,77 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 23,56 \text{ kN} + 1,5 \times 4,94 \text{ kN} = 39,22 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) = - 8,70 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,17 \text{ kNm}) = - 11,95 \text{ kNm}$$

$$EK3 = 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times 4,51 \text{ kNm} = - 1,94 \text{ kNm}$$

$$EK4 = 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-2,17 \text{ kNm}) + 1,5 \times 0,6 \times 4,51 = - 7,90 \text{ kNm}$$

$$EK5 = 1,35 \times (-6,44 \text{ kNm}) + 1,5 \times 4,51 + 1,5 \times 0,5 \times (-2,17) = -3,57 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 4.2. sind:

$$H = - 2,85 \text{ kN}$$

$$V = 39,22 \text{ kN}$$

$$M = -11,95 \text{ kNm}$$

3.12 Position 4.3.: Köcherfundament

3.12.1 Lageplan

Siehe Positionsplan

3.12.2 Einwirkungen

Auflagerkräfte aus Position 3.3.:

Infolge Eigenlast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 20,56 \text{ kN}$$

$$M = - 5,25 \text{ kNm}$$

Infolge Schneelast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 0,51 \text{ kN}$$

$$M = - 0,25 \text{ kNm}$$

Infolge Windlast: $H = 1,90 \text{ kN}$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = - 4,51 \text{ kNm}$$

3.12.3 Einwirkungskombinationen

Horizontalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 0 \text{ kN} = 0 \text{ kN}$$

$$EK3 = 1,35 \times 0 \text{ kN} + 1,5 \times (1,90 \text{ kN}) = 2,85 \text{ kN}$$

Vertikalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 20,56 \text{ kN} = 27,76 \text{ kN}$$

$$EK2 = 1,35 \times 20,56 \text{ kN} + 1,5 \times 0,51 \text{ kN} = 28,53 \text{ kN}$$

Moment:

$$EK1 = 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) = -7,09 \text{ kNm}$$

$$EK2 = 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,25 \text{ kNm}) = -7,47 \text{ kNm}$$

$$EK3 = 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51 \text{ kNm}) = -13,86 \text{ kNm}$$

$$EK4 = 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,25) + 1,5 \times 0,6 \times (-4,51) = -11,53 \text{ kNm}$$

$$EK5 = 1,35 \times (-5,25 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-4,51) + 1,5 \times 0,5 \times (-0,25) = -14,05 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 4.3. sind:

$$H = 2,85 \text{ kN}$$

$$V = 28,53 \text{ kN}$$

$$M = -14,05 \text{ kNm}$$

3.13 Position 4.4.: Köcherfundament

3.13.1 Grundriss

Siehe Positionsplan

3.13.2 Einwirkungen

Auflagerkräfte aus Position 3.4.:

Infolge Eigenlast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 17,76 \text{ kN}$$

$$M = -3,82 \text{ kNm}$$

Infolge Schneelast: $H = 0 \text{ kN}$

$$V = 0,51 \text{ kN}$$

$$M = -0,22 \text{ kNm}$$

Infolge Windlast: $H = -1,60 \text{ kN}$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 3,22 \text{ kNm}$$

3.13.3 Einwirkungskombinationen

Horizontalkraft:

$$EK3 = 1,35 \times (0 \text{ kN}) + 1,5 \times (-1,60 \text{ kN}) = -2,40 \text{ kN}$$

Vertikalkraft:

$$EK1 = 1,35 \times 17,76 \text{ kN} = 24,98 \text{ kN}$$

$$EK1 = 1,35 \times 17,76 \text{ kN} + 1,50 \times 0,51 \text{ kN} = 25,24 \text{ kN}$$

Moment:

$$\begin{aligned}
 EK1 &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) && = - 5,16 \text{ kNm} \\
 EK2 &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) && = - 5,50 \text{ kNm} \\
 EK3 &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times 3,22 \text{ kNm} && = - 0,33 \text{ kNm} \\
 EK4 &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) + 1,5 \times 0,6 \times 3,22 && = - 2,61 \text{ kNm} \\
 EK5 &= 1,35 \times (-3,82 \text{ kNm}) + 1,5 \times 3,22 + 1,5 \times 0,5 \times (-0,22 \text{ kNm}) && = - 0,50 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 4.4. sind:

$$\begin{aligned}
 H &= -2,40 \text{ kN} \\
 V &= 25,24 \text{ kN} \\
 M &= -5,50 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3.14 Position 5.: Bodenplatte

3.14.1 Grundriss

Siehe Positionsplan

3.14.2 Einwirkungen

Infolge Eigenlast:

$$g_{k1} = 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Zementestrich:

$$g_{k2} = 5 \text{ cm} \times 0,22 \text{ kN/m}^2 \text{ je cm} = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

Keramische Bodenfliesen

$$g_{k3} = 1 \text{ cm} \times 0,22 \text{ kN/m}^2 \text{ je cm} = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

Nutzungskategorie C1 (EN 1991-1-1/NA, Tab 6.1 DE)

Für Flächen mit Tischen

$$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sum g_d + q_d) = (1,35 \times 5,07 \text{ kN/m}^2) + (1,50 \times 3,00 \text{ kN/m}^2)$$

$$(\sum g_d + q_d) = 11,35 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößenermittlung bei zweiachsig gespannten Platten:

Berechnung nach Piper/ Martens:

Bedingung für Anwendung:

$$q < 2 \times (g+q)/3$$

$$4,50 \text{ kN/m}^2 < 2 \times (11,35 \text{ kN/m}^2)/3$$

$$4,50 \text{ kN/m}^2 < 7,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q < 2 \times g$$

$$4,50 \text{ kN/m}^2 < 2 \times (5,07 \text{ kN/m}^2)$$

$$4,50 \text{ kN/m}^2 < 10,14 \text{ kN/m}^2$$

$$l_y / l_x$$

$$6,33 \text{ m} / 4,34 \text{ m}$$

$$1,45 \rightarrow 1,50$$

$$m_{fx} = ((g_d + q_d) \times l_x^2) / f_x$$

$$m_{fx} = ((11,35) \times 4,40\text{m}^2) / 18,7$$

$$m_{fx} = 11,75 \text{ kNm}$$

$$m_{fy} = ((g_d + q_d) \times l_y^2) / f_y$$

$$m_{fy} = ((11,35) \times 6,38\text{m}^2) / 50,6$$

$$m_{fy} = 9,45 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 5. sind:

$$N = 0 \text{ kN}$$

$$V = 37,48 \text{ kN}$$

$$M = 11,75 \text{ kNm}$$

3.15 Position 6.: Eingangsbereich

Belastung:

U-Profile: $g_{k1} =$	$= 0,056 \text{ kN/m}$
Stahlblech: $g_{k2} = 78,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,30 \text{ m} \times 0,003 \text{ m}$	$= 0,094 \text{ kN/m}$
Wärmedämmung: $g_{k3} = 0,01 \text{ kN/m}^2/\text{cm} \times 5 \text{ cm}$	$= 0,05 \text{ kN/m}$
Windlast $q_{k1} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times 0,30 \text{ m}$	$= 0,12 \text{ kN/m}$
Schneelast: $q_{k2} = 0,85 \text{ kN/m}^2 \times 0,30 \text{ m}$	$= 0,255 \text{ kN/m}$

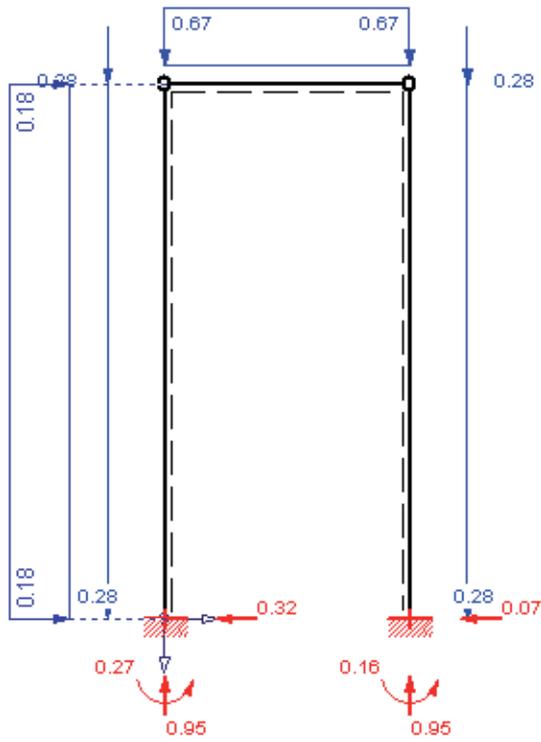
Vereinfacht angenommen: $(g_d + q_d) = 1,35 \times 0,21 \text{ kN/m} + 1,50 \times 0,255 \text{ kN/m}$

$$(g_d + q_d) = 0,67 \text{ kN/m}$$

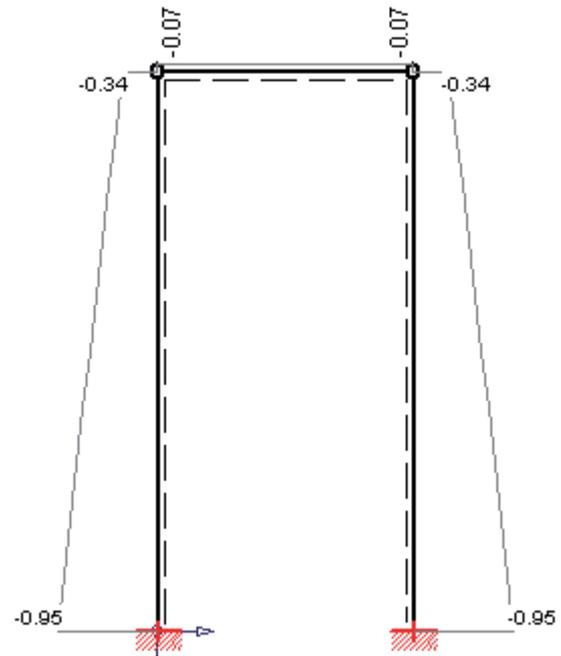
$$q_{d1} = 1,50 \times 0,12 \text{ kN/m} = 0,18 \text{ kN/m}$$

Maximale Schnittgrößen bei Eigengewicht + Schneelast auf dem Dach und Winddruck an den Seiten.

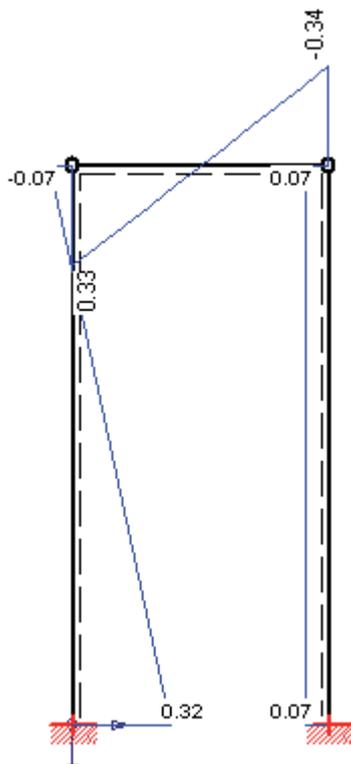
Es wird angenommen, dass die Stützenfüsse eingespannt werden. An den Eckbereichen befinden sich gelenkige Verbindungen.



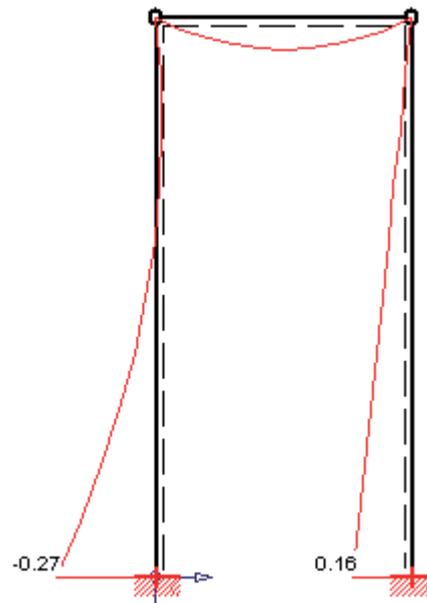
Statisches System



Normalkraftverlauf



Querkraftverlauf



Momentverlauf

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 6 Riegel sind:

$$N = 0,07 \text{ kN}$$

$$V = 0,34 \text{ kN}$$

$$M = 0,08 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 6 Stütze sind:

$$N = -0,95 \text{ kN}$$

$$V = 0,32 \text{ kN}$$

$$M = -0,27 \text{ kNm}$$

4 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.1 Position 1.: Träger Z-Profil

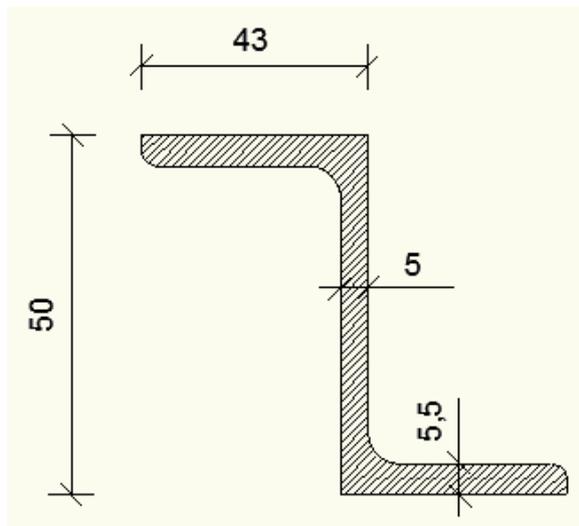
Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 1.1 sind:

$$N_{Ed} = 0,17 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,75 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -0,63 \text{ kNm}$$

Gewähltes Profil: Z 50



$$A = 6,7 \text{ cm}^2$$

$$A_w = t_w \times (h - t_f)$$

$$A_w = 5 \text{ mm} \times (50 - 5,5 \text{ mm})$$

$$A_w = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 26,3 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 10,5 \text{ cm}^3$$

S 235

Abbildung 11: Z-Profil

Biegenachweis Elastisch-elastisch

Einwirkung:

$$\sigma_{x,Ed} = N/A \pm M_{y,Ed} / W_{y,el}$$

$$\sigma_{x,Ed} = 0,17 \text{ kN} / 6,7 \text{ cm}^2 + 63 \text{ kNm} / 10,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{x,Ed} = 6,02 \text{ kN/cm}^2$$

Widerstand:

$$f_y / \gamma_{M0} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis:

$$\sigma_{x,Ed} = 6,02 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Querkraftnachweis

Einwirkung:

$$\tau_{Ed} = V_{Ed} / A_w = 1,75 \text{ kN} / 2,23 \text{ cm}^2 = 0,78 \text{ kN/cm}^2$$

Widerstand:

$$f_y/\sqrt{3} \times \gamma_{M0} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} \times 1,0 = 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis:

$$T_{Ed} = 0,78 \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Interaktion:

$$T_{Ed} / (f_y/\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 0,78 \text{ kN/cm}^2 / 13,57 \text{ kN/cm}^2 = 0,06 < 0,5$$

Keine Interaktion erforderlich!

Biegedrillknicken und Stabilitätsnachweise können vernachlässigt werden. Statisch ist das Z-Profil mit einer Höhe von 50 mm überdimensioniert. Um eine ausreichende Befestigungsfläche am Flansch zu gewährleisten und das Durchstanzen der Bolzen zu verhindern, wurde konstruktiv dieses Profil gewählt.

In [1] Tafel 8.156 „Zulässige Stützweiten für Stahltrapezprofile für Dächer in m“ sind verschiedene Trapezprofile tabelliert. Um eine ebene Oberfläche zu erhalten sollte das Trapezblech eine Höhe von 50 mm besitzen. Trapezblech Nummer 3 mit den Abmessungen 48,5/ 250 mm mit einer Nennblechdicke von 0,75 mm kann bei einem Dreifeldtrage eine Belastung von 1,20 kN/m² aufnehmen. Bei dem Trapezblech handelt es sich um ein Hoesch Trapezprofil. Die zulässige Grenzstützweite beträgt 2,21 m. Beim Small House II beträgt die Stützweite 2,12 m und die Belastung ist deutlich geringer. Somit ist gewährleistet, dass das Dach während der Montage begehbar ist.

Biegenachweis Elastisch-elastisch

Einwirkung: Position 1.2

$$N_{Ed} = 0,03 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,30 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -0,11 \text{ kNm}$$

Bemessungswerte der Widerstandsgrößen:

$$\text{Max } R_{B,d} = \text{max } R_{B,k} / \gamma_{M0} = 9,96 / 1,0 = 9,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max } M_{B,d} = \text{max } M_{B,k} / \gamma_{M0} = 2,42 / 1,0 = 2,42 \text{ kN/m}$$

Nachweise

$$R_{B,S,d} / \text{max } R_{B,d} = 0,30 / 9,96 = 0,03 < 1,0$$

$$M_{B,S,d} / M_{B,d} = 0,11 / 2,42 = 0,05 < 1,0$$

Nachweise erbracht

4.1.1 Verbindungen

4.1.1.1 Bolzen

Die Last der Kollektoren und Schnee werden über die Rahmen auf denen die Kollektoren montiert werden an die Kopfbolzen geleitet, die wiederum an den Z-Profilen angeschweißt sind. Pro Kollektorenfläche sind mindestens 5 Kopfbolzen vorgesehen. Für die ganze Dachkonstruktion werden insgesamt 68 solcher Kopfbolzen benötigt. 2 dieser Kopfbolzen müssen in die Stahlbetonaussenwand montiert werden.

$$\text{Fläche je Kollektor} = 2,04 \text{ m}^2 \times 1,24 \text{ m}^2 = 2,53 \text{ m}^2$$

Lasten:

Kollektor + Schnee + Profil

$$g_d = 1,35 \times (0,38 \text{ kN/m}^2 \times 2,53 \text{ m}^2 + 0,03 \text{ kN/m} \times 4,08\text{m}) = 1,46 \text{ kN}$$

$$q_d = 1,50 \times 0,85 \text{ kN/m}^2 \times 2,53 \text{ m}^2 = 3,23 \text{ kN}$$

$$g_d + q_d = 1,46 + 3,23 = 4,70 \text{ kN}$$

$$N_{ed} \text{ pro Bolzen} = 4,70 \text{ kN} / 5$$

$$N_{ed} \text{ pro Bolzen} = 0,94 \text{ kN}$$

$$H_{ed} = 0,94 \text{ kN} \times \sin 6^\circ$$

$$H_{ed} = 0,10 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 0,10 \text{ kN} \times 16,6 \text{ cm}$$

$$M_{ed} = 1,66 \text{ kNcm}$$

Bolzen:

$$h = 16,6 \text{ cm}$$

$$d = 1 \text{ cm}$$

$$A = \pi \times r^2$$

$$A = \pi \times 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$W_y = (\pi/4) \times r^3$$

$$W_y = (\pi/4) \times 0,5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 0,10 \text{ cm}^3$$

Biegnachweis Elastisch-elastisch

Einwirkung:

$$\sigma_{x,Ed} = N/A \pm M_{y,Ed} / W_{y,el}$$

$$\sigma_{x,Ed} = 0,94\text{kN} / 0,78 + 1,66 / 0,10 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{x,Ed} = 17,8 \text{ kN/cm}^2$$

Widerstand:

$$f_y/\gamma_{M0} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis:

$$\sigma_{x,Ed} = 17,8 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Querkraftnachweis

Einwirkung:

$$\tau_{Ed} = V_{Ed} / A_w = 0,94 \text{ kN} / (0,55 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}) = 1,69 \text{ kN/cm}^2$$

Widerstand:

$$f_y/\sqrt{3} \times \gamma_{M0} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} \times 1,0 = 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis:

$$\tau_{Ed} = 1,69 \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Interaktion:

$$\tau_{Ed} / (f_y/\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 1,69 \text{ kN/cm}^2 / 13,57 \text{ kN/cm}^2 = 0,13 < 0,5$$

Keine Interaktion erforderlich!

Schweißnähte an den Bolzen

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau^2)} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$\text{und } \sigma_{\perp} < 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \times \frac{360}{1,25} = 25,92 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

$$\sigma_{\perp} = \left(\frac{0,94}{0,3 \times 3,14} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,71 \leq 25,92$$

$$\tau_{\perp} = \left(\frac{F_{\perp}}{a_w \times l_w} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\tau_{\perp} = \left(\frac{0,94}{0,3 \times 3,14 \text{ cm}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\tau_{\perp} = 0,71 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{N}{A_w} + \frac{M}{W} = \frac{0,10 \text{ kN}}{1,88 \text{ cm}} + \frac{1,66 \text{ kNcm}}{1,121} = 1,54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{0,71^2 + 3 \times (0,71^2 + 1,54^2)} < \frac{36}{0,8 \times 1,25}$$

$$3,03 \text{ kN/cm}^2 < 36 \text{ kN/cm}^2$$

4.1.2 Schraubverbindung

Die Z-Profile werden jeweils an den Außenwänden (eine Schraube je Seite) und am Verbundträger (zwei Schrauben je Träger) angeschraubt. Bei den Schrauben handelt es sich um M12 4.6.

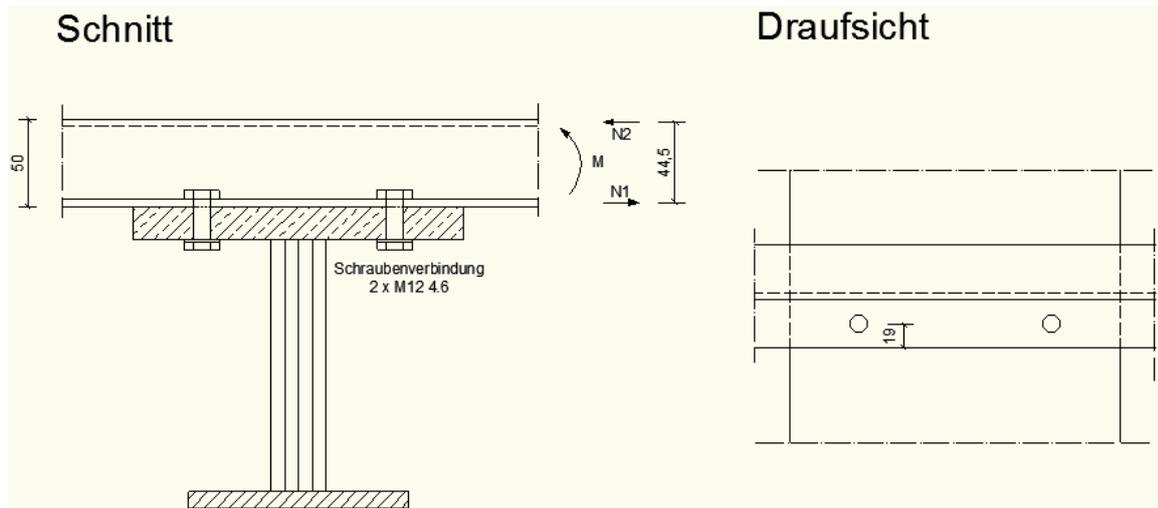


Abbildung 12: Anordnung der Schraubverbindungen

Bestimmen der Kräfte im Z-Profil:

Infolge des Moments entsteht in den Flansch Druck bzw. Zug.

$$N_1 = N_2 = N + M/z$$

$$N_1 = N_2 = 0,17 \text{ kN} + 67 \text{ kNcm} / 4,45 \text{ cm}$$

$$N_1 = N_2 = 15,23 \text{ kN}$$

Querkraft pro Schraube:

$$S_v = 15,23 \text{ kN} / 2 = 7,61 \text{ kN}$$

Normalkraft pro Schraube:

$$S_N = 1,74 \text{ kN} / 2 = 0,87 \text{ kN}$$

Nachweis auf Abscheren

Grenzabscherkraft M12 – 4.6.

$$F_{V,Rd} = \alpha_a \times A \times f_{u,b} / \gamma_{Mb}$$

mit:

$$\alpha_a = 0,6$$

$$A = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$f_{u,b} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{V,Rd} = 21,72 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{V,Rd} = 7,61 \text{ kN} / 21,72 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{V,Rd} = 0,35 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis auf Zug

Grenzzugkraft M16 – 4.6.

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{u,b} / \gamma_{Mb}$$

mit:

$$A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$f_{u,b} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{t,Rd} = 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,87 \text{ kN} / 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,04 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis Lochleibung im Flansch

Nachweis N-Komponente mit Lochspiel = 1,0 mm

Randabstände in Kraftrichtung: $e_1 > 3 \times d_0 = 3 \times 13 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$

senkrecht zur Kraftrichtung: $e_2 = 19 \text{ mm}$

$$k_1 = \min(2,8 \times e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = \min(2,8 \times 19 / 13 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d = e_1 / 3 \times d_0 ; f_{u,b} / f_u ; 1,0)$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d = 39 / 39 ; 400 / 360 ; 1,0)$$

$$\alpha_b = 1,0$$

Grenzlochleibungskraft:

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t) / \gamma_{Mc}$$

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times 2,5 \times 1,0 \times 360 \times 12 \text{ mm} \times 5,5 \text{ mm}) / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 38,02 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$S_v / F_{b,Rd} = 7,61 \text{ kN} / 38,02 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{b,Rd} = 0,20 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Wie die Z-Profile werden auch die Trapezbleche an den Verbundträgern und an den Außenwänden mit Schrauben montiert. Dies erfolgt jeweils an den aufliegenden Flächen des Trapezbleches.

4.2 Position 2.: Verbundträger

4.2.1 Allgemein zum Spannungsverlauf im Verbundträger

Der Verbundträger besteht aus 3 verschiedenen Materialien. Der Obergurt besteht aus UHPC (Ultra High Performance Concrete), der Steg aus Glas und der Untergurt aus Stahl. Die 3 Materialien werden an den Kanten zusammengeklebt.

Der Obergurt wird bei einer gleichmässigen Belastung auf Druck beansprucht.

Der Vorteil von UHPC gegenüber Normalbeton besteht darin, dass man unter anderem wegen der hohen Festigkeiten sehr filigrane Bauteile herstellen kann. In diesem Fall besitzt die Höhe der UHPC Platte nur 3 cm, Breite 30 cm.

Nachteil, UHPC ist sehr aufwendig in der Herstellung und ist ein sehr spröder Baustoff.

Der Steg besteht aus 4 Lagen Einscheibensicherheitsglas (ESG). Diese werden miteinander verklebt und bilden so den Steg des Verbundträgers mit den Abmessungen, Höhe 23 cm, Dicke 5 cm. Haupt Aufgabe des Glassteges ist es die Querkraft infolge Belastung abzutragen.

Der Untergurt besteht aus 1,5 cm dickem S235 Stahl. Dieser wird infolge Belastung auf Zug beansprucht.

An den Kanten des Glassteges werden die drei verschiedenen Baustoffe aneinander gefügt. Auf den folgenden Seiten werden die Spannungen infolge Einwirkung im Verbundträger unter drei verschiedenen Aspekten mit verschiedenen Modellen untersucht.

1. Verbundträger ohne Verbund
 - a. Analytische Ermittlung
 - b. FE-Modell
2. Verbundträger mit starrem Verbund
 - a. Mit dem Gesamtquerschnittsverfahren nach HÄNSEL [3]
 - b. Mit dem Teilquerschnittsverfahren nach Sattler [5][4]
 - c. Mit einem FE-Modell
3. Verbundträger mit nachgiebigem Verbund
 - a. Mit dem „ γ -Verfahrens“ nach MÖHLER

4.2.1.1 Verbundträger ohne Verbund

Wenn die Reibung in den Kontaktfugen vernachlässigt wird, treten ungehindert gegenseitige Verschiebungen auf. Dies ist hier der Fall, wenn die Klebefugen versagen. Jeder Einzelquerschnitt wirkt dann für sich. Die gleiche Wirkung würde man bei nebeneinander liegenden Querschnitten erreichen.

Der Verbundträger ohne Verbund an Kontaktflächen:

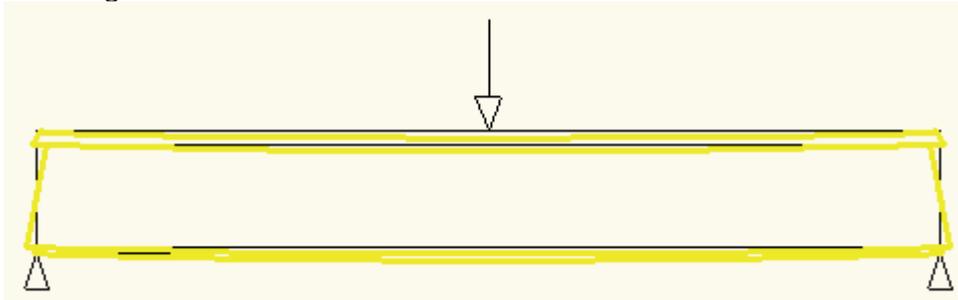


Abbildung 13: Verformungsfigur Verbundträger ohne Verbund

Spannungs- und Schubverteilung:

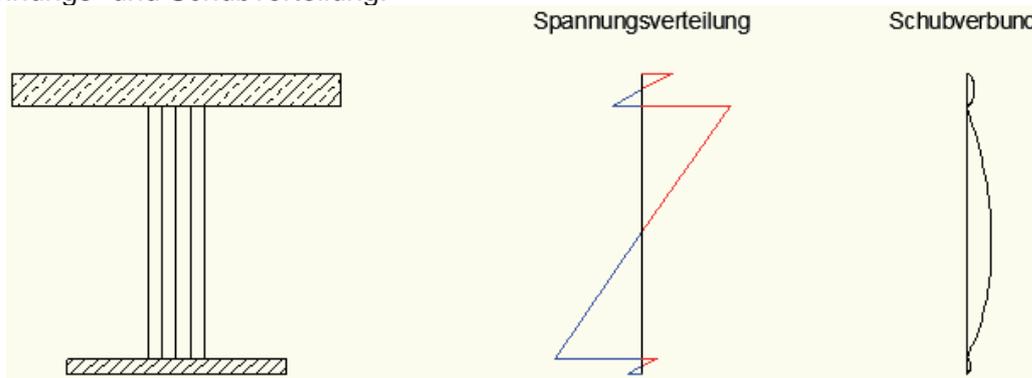


Abbildung 14: Spannungsverlauf Verbundträger ohne Verbund

4.2.2 Ermittlung der Spannungs- und Schubverläufe (ohne Verbund)

Würden die Klebefugen versagen müsste der Glassteg die Lasten vom Dach aufnehmen müssen. Dies stellt einen außergewöhnlichen Lastfall dar. Kombinationsbeiwert $\gamma = 1,0$

4.2.2.1 Analytische Ermittlung

Angaben der Baustoffe

Der Glassteg ist die einzige Komponente der die Lasten aufnehmen kann! Betonobergurt und der Stahluntergurt werden vernachlässigt.

- Widerstandmoment:

$$W_G = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5 \times 23^2}{6} = 440,83 \text{cm}^3$$

- Fläche:

$$A_G = h \times b = 5 \times 23 = 115 \text{cm}^2$$

- Flächenträgheitsmoment:

$$I_G = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 230^3}{12} = 5069 \text{cm}^4$$

In diesem Fall haben die Klebefugen versagt. Die Spannweite des Glassteges verkürzt sich, da sich bei der Gabellagerung ein Gelenk einstellt. Der Glassteg liegt im Randbereich der Gabellagerung auf, und gibt hier die Kräfte weiter in die Lagerung. An den Auflagerpunkten

in den Außenwänden bilden sich Einspannungen. Das gebildete exzentrische Moment muss über Bewehrungsseisen in der Wand aufgenommen werden.

Maßgebende Kräfte zur wurden bei der Position 2.1. ermittelt.

$$N_{Ed} = 0,84 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 8,08 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -9,23 \text{ kNm}$$

Biegespannungen im Bauteil:

Glassteg:

$$\sigma_G = N/A \pm M/W$$

$$\sigma_G = 0,84 \text{ kN} / 115 \text{ cm}^2 \pm 9,23 \text{ kNm} / 440,83 \text{ cm}^3$$

$$\min \sigma_G = - 2,08 \text{ kN/cm}^2 = - 20,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \sigma_G = 2,10 \text{ kN/cm}^2 = 21 \text{ N/mm}^2 > 30 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen am Schwerpunkt des Verbundträgers:

$$S_{Steg} = A_G \times z$$

$$S_{Steg} = 5 \text{ cm} \times 11,5 \text{ cm} \times (11,5 \text{ cm} / 2)$$

$$S_{Steg} = 330,63 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (8,08 \text{ kN} \times 330,63 \text{ cm}^3) / 5069 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,53 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,53 \text{ kN/cm} / 5 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max \tau = 1,05 \text{ N/mm}^2$$

Darstellung:

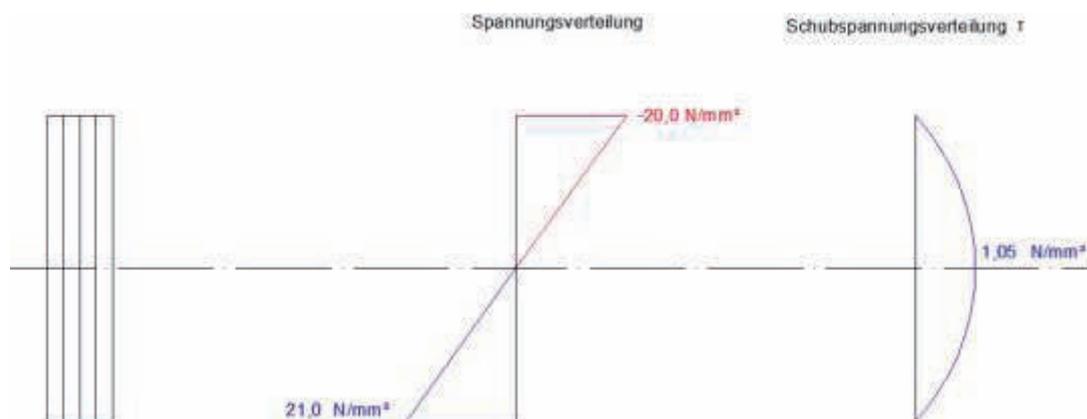


Abbildung 15: Analytische Spannungsverteilung im Glasträger (ohne Verbund)

4.2.2.2 FE-Modell

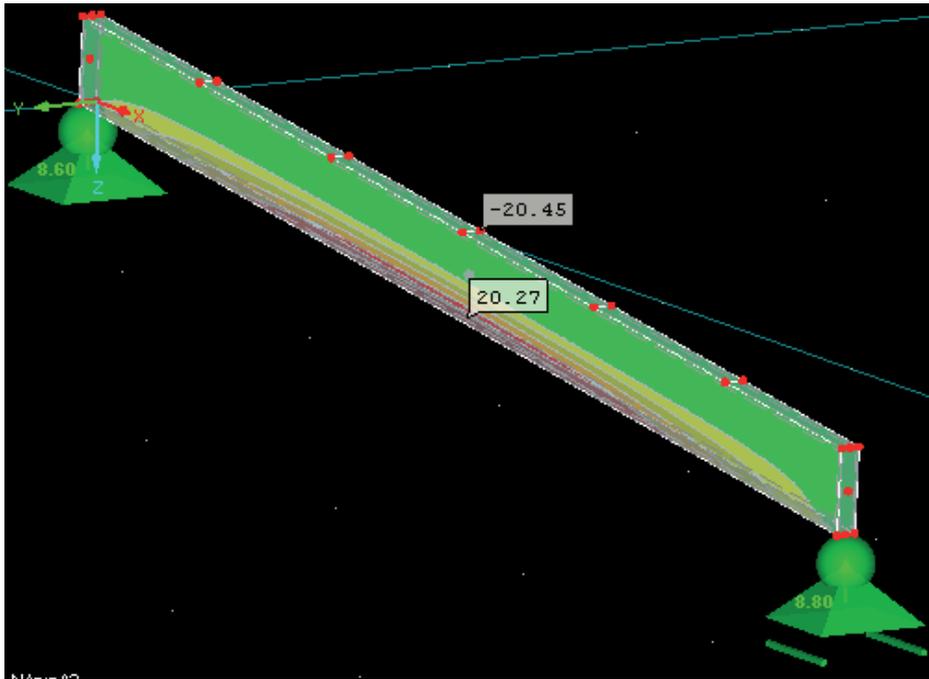


Abbildung 16: FEM Spannungsverteilung im Glasträger

$$\sigma_{\min} = -20,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 20,27 \text{ N/mm}^2$$

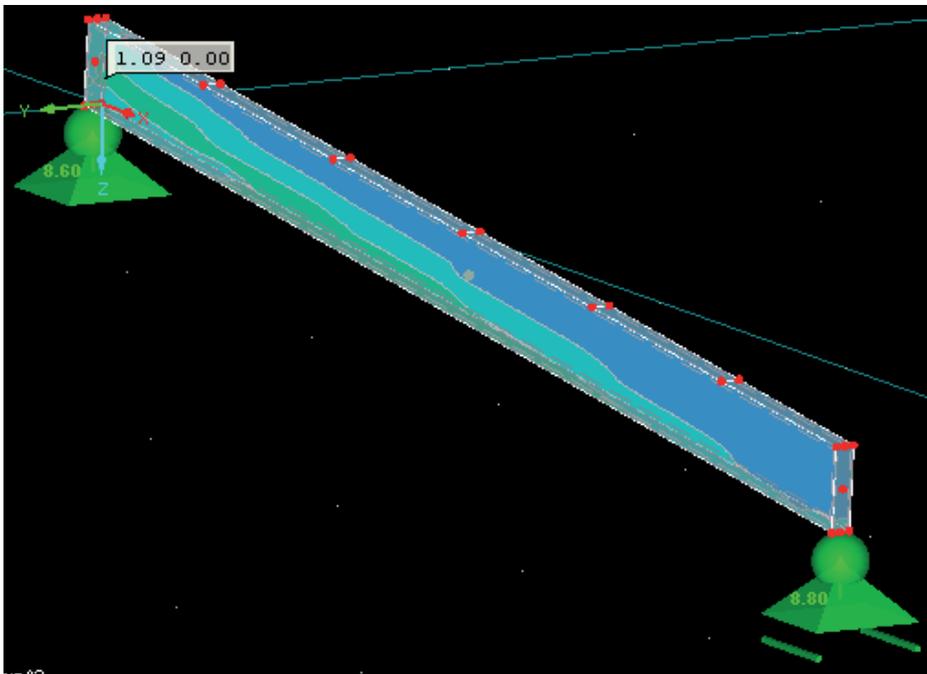


Abbildung 17: FEM Schubspannungsverteilung im Glasträger

$$\max \tau = 1,09 \text{ N/mm}^2$$

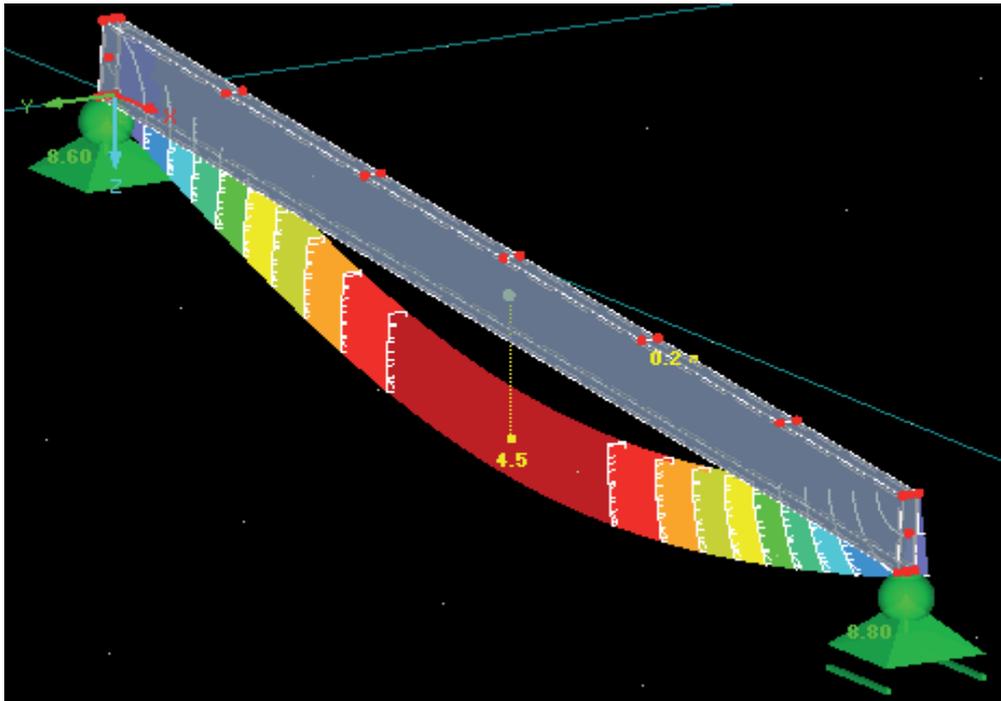


Abbildung 18: FEM Verformung

$$f = 4,5 \text{ mm}$$

4.2.2.3 Nachweis des Glasträgers nach Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.

Wenn die Klebefugen versagen würden, muss der Abtrag der Last noch immer gewährleistet sein! Bei diesem Versagen wird der Glasträger am stärksten belastet.

4.2.2.3.1 Allgemeine Hinweise zur Bemessung und Konstruktion des Glasträgers

- Der Glasträger sollte aus Verbund-Sicherheitsglas (VSG) mit mindestens drei Glasschichten bestehen, hier 4 Glasschichten.
- Die maximale Spannweite mit durchgehenden Glasscheiben ist aufgrund der möglichen Fertigungslängen normalerweise auf etwa 9 m begrenzt. Hier $4,04\text{m} < 9\text{m}$.
- An den Kanten des Glasträgers liegt allgemein die höchste Beanspruchung. Hier ist die zulässige Biegezugspannung geringer als die zulässige Biegezugspannung in der Oberfläche des entsprechenden Glases.
- Bei der Bemessung von Glasträgern sollte die ständige Situation mit intakten Gläsern unter der maßgeblichen Lastfallkombination (hier eine außergewöhnliche Kombination) und zusätzlich eine vorübergehende Situation für den Ausfall der seitlichen Glasscheiben unter reduzierten Einwirkungen beachtet werden. (DIN 1055-100,9)

4.2.2.3.2 Aufbau des Glasträgers

Der Glasträger ist aus einem Verbund-Sicherheitsglas (VSG) mit 4 x 12,5 mm Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG) aufgebaut. Der Träger besitzt eine reduzierte Spannweite von 4,04 m. An den beiden Enden befindet sich eine Gabellagerung.

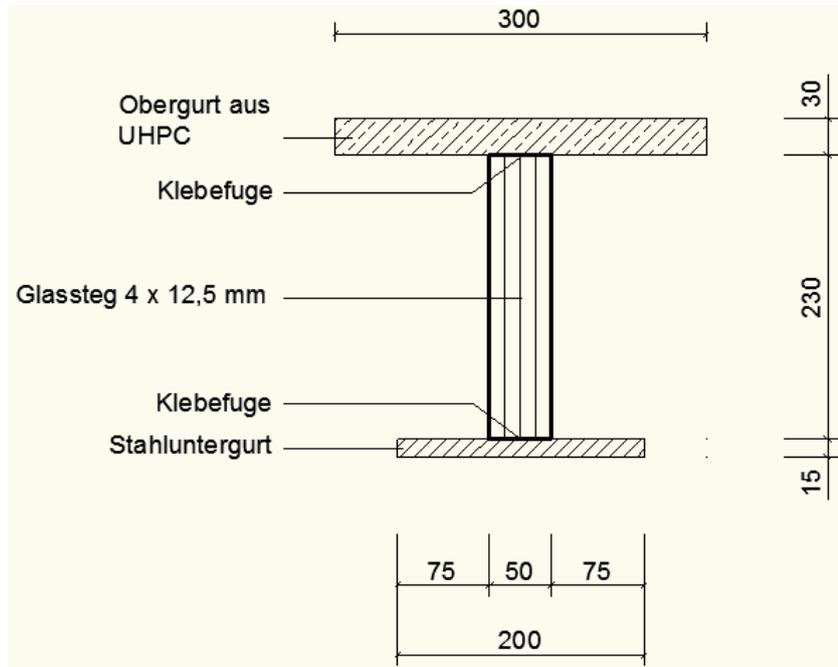


Abbildung 19: Aufbau des Glasträgers

4.2.2.3.3 Materialkennwerte

Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG): aus TRLV, 2.2 [R.1]

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = 0,23 \text{ (Querdehnungszahl)}$$

Zulässige Biegezugspannung: aus TRLV, Tabelle 2 [R.1]

$$\sigma_{zul,ESG} = 50 \text{ N/mm}^2 \text{ in der Fläche}$$

$$\sigma_{zul,ESG} = 25 \text{ N/mm}^2 \text{ an der Kante}$$

Die zulässige Biegezugspannung der Kante wird auf der sicheren Seite liegend mit 50% der angegebenen Biegezugspannung für die Oberfläche angenommen.

4.2.2.3.4 Einwirkungen

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.1. sind:

$$N_{Ed} = 0,84 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 8,08 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -9,23 \text{ kNm}$$

4.2.2.3.5 Bemessung des Glassteigs

Die Bemessung von Verbund-Sicherheitsglas erfolgt in der Regel ohne die Berücksichtigung eines günstig wirkenden Schubverbundes der Zwischenschichten. Diese Einschränkung wird auch auf den Glasträger angewendet. Die Lasten werden deshalb entsprechend der anteiligen Biegesteifigkeiten auf die einzelnen Glasscheiben aufgeteilt. Der jeweilige Lastanteil ergibt sich für ein Verbund-Sicherheitsglas aus n Einzelscheiben zu:

$$\delta_i = \frac{d_i^3}{\sum_{k=1}^n d_k^3}$$

$$\delta_i = \frac{12,50^3}{12,50^3 + 12,50^3 + 12,50^3 + 12,50^3} = 0,25$$

Fläche:

$$A = 12,5 \text{ mm} \times 230 \text{ mm} = 2875 \text{ mm}^2$$

Widerstandsmoment:

$$W_i = \frac{b \times h_i^2}{6} = \frac{12,5 \times 230^2}{6} = 1,102 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Flächenträgheitsmoment:

$$I_i = \frac{b \times h_i^3}{12} = \frac{12,5 \times 230^3}{12} = 1,2673 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Beim Nachweis des Glasträgers wird analog zu den TRLV [2] nach dem deterministischen Sicherheitskonzept mit einem globalen Sicherheitsbeiwert geführt. Deshalb werden zunächst die charakteristischen Werte für die Einwirkung bestimmt und die Lastfallkombination mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ohne die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten gebildet. Die resultierenden Spannungen und Durchbiegungen werden anschließend den zulässigen Werten gegenübergestellt.

Das statische System des Glasträgers wird als ein Einfeldträger mit konstanter Linienlast angenommen.

Das maximale Biegemoment:

$$p_1 = g + s$$

$$p_1 = 2,08 + 1,41$$

$$p_1 = 3,49 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = \frac{p_1 \times l^2}{8} = \frac{3,49 \text{ kN/m} \times 4,04^2}{8} = 7,12 \text{ kNm}$$

Maximale Biegezugspannung in Trägermitte beträgt:

$$\sigma_i = \delta_i \frac{M}{W_i} = 0,25 \times \frac{7,12 \text{ kNm} \times 10^6}{1,102 \times 10^5} = 16,15 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Durchbiegung des Glasträgers ergibt sich zu:

$$f_z = \delta_i \times \frac{5}{384} \times \frac{p_1 \times l^4}{E \times I_i} = 0,25 \times \frac{5}{384} \times \frac{3,49 \times 4040^4}{70000 \times 1,2773 \times 10^7} = 3,40 \text{ mm}$$

Aus FEM:

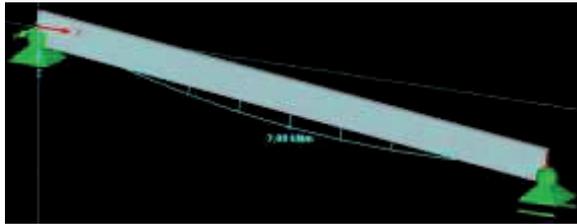


Abbildung 20: Momentenverlauf Glasträger

$$M_{\max} = 7,08 \text{ kNm}$$

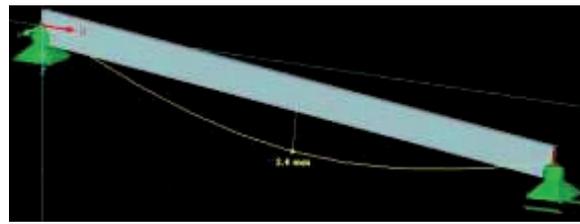


Abbildung 21: Verformung Glasträger

$$f_{\max} = 3,40 \text{ mm}$$

Bei Betrachtung des vorgeschädigten Systems mit zwei gebrochenen äußeren Einzelscheiben ergibt sich folgende relative Steifigkeit für die beiden intakten inneren Einzelscheiben.

$$\delta_2 = \frac{12,50^3}{12,50^3 + 12,50^3} = 0,50$$

Das maximale Biegemoment setzt sich aus einer außergewöhnlichen Bemessungssituation zusammen.

$$p_2 = g + \psi_0 \times s$$

$$p_2 = 2,08 + 0,2 \times 1,41$$

$$p_2 = 2,36 \text{ kN/m}$$

Ergibt sich das Moment:

$$M_2 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{2,36 \text{ kN/m} \times 4,04^2}{8} = 4,82 \text{ kNm}$$

Maximale Biegezugspannung in Trägermitte beträgt:

$$\sigma_2 = \delta_i \frac{M}{W_i} = 0,50 \times \frac{4,82 \text{ kNm} \times 10^6}{1,102 \times 10^5} = 21,86 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Durchbiegung des Glasträges ergibt sich zu:

$$f_z = \delta_i \frac{5}{384} \times \frac{p_2 \times l^4}{E \times I_i} = 0,50 \times \frac{5}{384} \frac{2,36 \times 4040^4}{70000 \times 1,2773 \times 10^7} = 4,57 \text{ mm}$$

4.2.2.3.6 Tragfähigkeit

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird für den Glasträger im intakten Zustand geführt.

$$\sigma_{1, \text{vorh}} = 16,15 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{zu, ESG}} = 0,50 \times 50 \text{ N/mm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsbegrenzung des teilzerstörten Systems mit zwei gebrochenen äußeren Einzelscheiben:

$$\sigma_{2, \text{vorh}} = 21,86 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{zu, ESG}} = 0,50 \times 50 \text{ N/mm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$$

4.2.2.3.7 Gebrauchsfähigkeit

Das Kriterium für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird mit $l/500$ der Stützweite festgelegt.

$$f_{z, \text{vorh}} = 3,40 \text{ mm} < f_{z, \text{zul}} = \frac{l}{500} = \frac{4040}{500} = 8,08 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung für das teilzerstörte System mit zwei gebrochenen äußeren Einzelscheiben:

$$f_{z, \text{vorh}} = 4,57 \text{ mm} < f_{z, \text{zul}} = \frac{l}{500} = \frac{4040}{500} = 8,08 \text{ mm}$$

4.2.2.3.8 Stabilität

Schlanke, druckbeanspruchte Bauteile sind prinzipiell auf Stabilität zu untersuchen. Bei Glas-träger können Stabilitätsprobleme in Form von Biegedrillknicken auftreten.

Grundsätzlich wird Biegedrillknicken bei Bauteilen aus Glas von folgenden Parametern beeinflusst:

- Produktionstoleranzen, wie beispielsweise Nenndicke des Glases oder geometrische Imperfektionen
- Vorverformung
- Zwischenschicht bei Verbundgläsern
- Materialverhalten
- Biegezugfestigkeit
- Lagerungsart

Die Stabilitätsnachweise für Biegeknicken und Biegedrillknicken können bei schlanken Glasstützen und Glasschwerter maßgebend sein. Prinzipiell kann man das Nachweisverfahren aus dem Stahlbau anwenden. Dies ist nur ein Vorschlag nicht Bestandteil einer Norm.

$$\frac{M_{y, \text{Ed}}}{\chi_{\text{LT}} \times W_y \times f_y / \gamma_M} < 1$$

mit:

$$M_{y, \text{Ed}} = 9,23 \text{ kNm}$$

$$f_y = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1,5$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$$

mit:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E \times I_z \times G \times I_T}$$

$$M_{cr} = 16648 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{440,83 \times 120}{16648}} = 0,056$$

$$\chi_{\text{LT}} = 1,0$$

$$\rightarrow \frac{9,23}{1,0 \times 440,83 \times 120 / 1,5} = 0,26 < 1$$

Biegedrillknicknachweis erfüllt

4.2.2.4 Bemessung der Auflagertaschen analytisch

4.2.2.4.1 Prinzip Skizzen

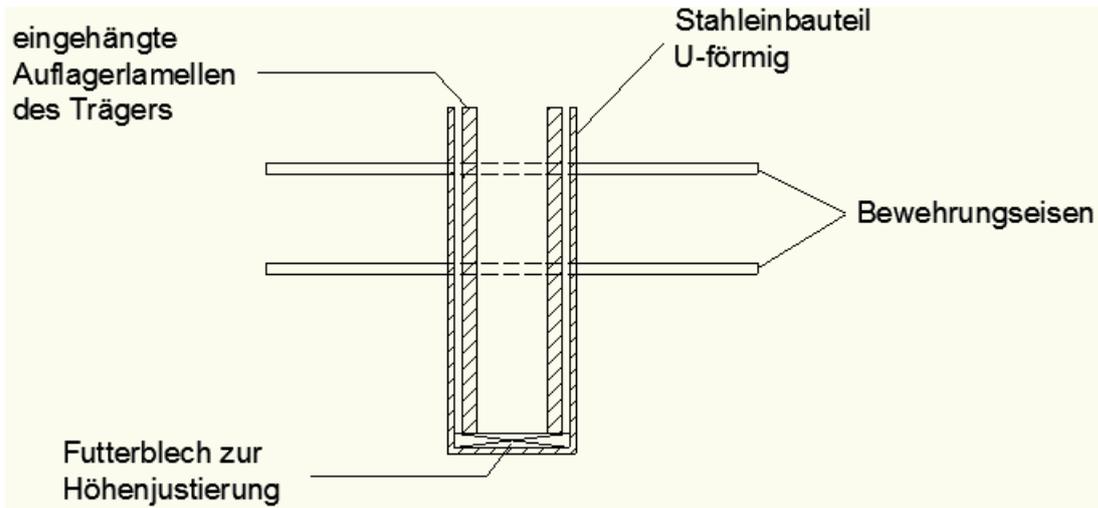


Abbildung 22: Auflagerdetail des Verbundträgers

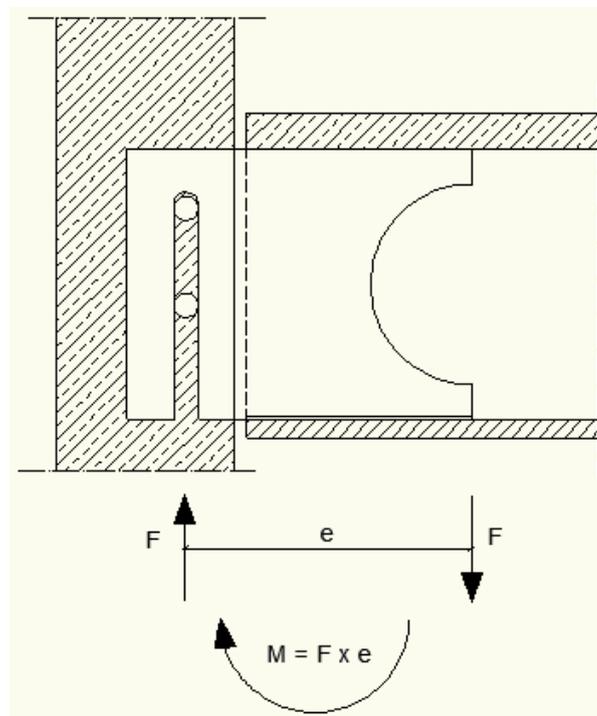


Abbildung 23: Schnitt des Auflagerdetails des Verbundträgers Quelle

An den beiden Enden des Verbundträgers werden beidseitig des Glasträgers 1 cm dicke Stahlbleche an den Stahluntergurt angeschweißt. So wird der Glassteg seitlich gehalten und wirkt so wie eine Gabelagerung. Die Bleche führen weiter in die Außenwände. In den Stahl-

betonwänden befinden sind zwei Bewehrungseisen, an die die Stahlbleche eingehängt werden.

Wenn die Klebefugen am Verbundträger versagen, muss der Glassteg die Last über die Gabelagerung in die Außenwände einleiten. Im Auflagerbereich lagert der Steg in der Auflager tasche auf. Somit entsteht ein Moment, das die Bewehrungseisen in der Außenwand aufnehmen müssen.

Aus Position 2.1.:

infolge g: $A = 4,62 \text{ kN}$

infolge s: $A = 3,53 \text{ kN}$

Maßgebende Einwirkungskombination (außergewöhnlicher Lastfall):

$A = 1,00 \times 4,62 \text{ kN} + 1,00 \times 3,53 \text{ kN}$

$A = 8,15 \text{ kN}$

$e = 25 \text{ cm}$

$M = 8,15 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m}$

$M = 2,04 \text{ kNm}$

$\mu_{Ed} = M / b \times d^2 \times f_{cd}$

$\mu_{Ed} = 0,0020 / 1,0 \times 0,03^2 \times 17$

$\mu_{Ed} = 0,13$

→ $\omega = 0,1401$

$A_s = \omega \times b \times d / (f_{yd} / f_{cd})$

$A_s = 0,1401 \times 1,0 \times 0,03 / 25,6$

$A_s = 1,65 \text{ cm}^2$

Im Bauzustand muss das obere Bewehrungseisen die ganz Last des Verbundträgers aufnehmen, weil der Beton noch nicht vorhanden ist. Da nicht gewährleistet ist, dass der Beton die Auflager tasche ganz ausfüllt und somit die Lasten aufnehmen kann, wird mit den ständigen und veränderlichen Lasten die Bewehrung ermittelt.

Bauzustand:

$\tau = V/A$

$A = V/\tau$

$A = 15,03 \text{ kN} / 13,57 \text{ kN/cm}^2$

$A = 1,11 \text{ cm}^2$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit würde ein Bewehrungsstab $d=14 \text{ mm}$ mit $1,54 \text{ cm}^2$ reichen. Dieser würde sich aber stark verformen. Deswegen wird konstruktiv ein Bewehrungsstab Durchmesser von 20 mm mit $3,14 \text{ cm}^2$ gewählt.

Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (20/4) \times (435 / 3,0)$$

$$l_b = 725 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_c \times l_b > 10 d_s$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times 1,0 \times 725 > 10 \times 20$$

$$l_{b,min} = 217,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_c \times l_b \times (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) > l_{b,min}$$

$$l_{b,net} = 1,0 \times 725 \times (0,39 / 6,28) > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 45 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

4.2.2.5 Bemessung der Schweißnaht (nach dem Richtungsbezogenen Verfahren)

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.2. sind:

$$N_{Ed} = 1,55 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 15,03 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -15,77 \text{ kNm}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau^2)} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

und

$$\sigma_{\perp} < 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \times \frac{360}{1,25} = 25,92 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \left(\frac{F_{\perp}}{2 \times a_w \times l_w} + \frac{M_{y,Ed}}{W_w} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \left(\frac{15,03}{2 \times 0,3 \times 20 \text{ cm}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0,88 \text{ kN/cm}^2 < 25,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{N}{A_w} = \frac{62,55 \text{ kN}}{2 \times 0,3 \times 20 \text{ cm}} = 5,22 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{0,88^2 + 3 \times (0,88^2 + 5,22^2)} < \frac{36}{0,8 \times 1,25}$$

$$9,22 \text{ kN/cm}^2 < 36 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.2.5.1 Bemessung der Auflagerlamellen

Spannungsnachweis

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\sigma = \frac{1,55\text{kN}/2}{6,85 \times 8,21} \pm \frac{1577\text{kNcm}/2}{8,21 \times 6,85^2} < \frac{23,5\text{kN}/\text{cm}^2}{1,0}$$

$$\sigma = 12,30\text{kN}/\text{cm}^2 < 23,5\text{kN}/\text{cm}^2$$

Schubspannungsnachweis

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_w} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \times 1,0}$$

$$\tau = \frac{15,03\text{kN}/2}{1\text{cm} \times 7,3\text{cm}} < \frac{23,5\text{kN}/\text{cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0}$$

$$\tau = 1,03\text{kN}/\text{cm}^2 < 13,57\text{kN}/\text{cm}^2$$

Nachweis Lochleibung im Blech

Nachweis V-Komponente mit Lochspiel = 2,0 mm

Randabstände in Krafrichtung: $e_1 = 71,5 \text{ mm}$

senkrecht zur Krafrichtung: $e_2 = 33 \text{ mm}$

$$k_1 = \min (2,8 \times e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = \min (2,8 \times 33/22 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min (\alpha_d = e_1 / 3 \times d_0 ; f_{u,b} / f_u ; 1,0)$$

$$\alpha_b = \min (\alpha_d = 71,5 / 66 ; 500 / 360 ; 1,0)$$

$$\alpha_b = 1,0$$

Grenzlochleibungskraft:

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t) / \gamma_{Mc}$$

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times 2,5 \times 1,0 \times 360 \times 20 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}) / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 115,20 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$S_v / F_{b,Rd} = 15,03 \text{ kN} / 115,20 \times 2 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{b,Rd} = 0,10 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis der Klebefuge Stahlblech-Glassteg

Die maximale Schubspannung im Klebstoff:

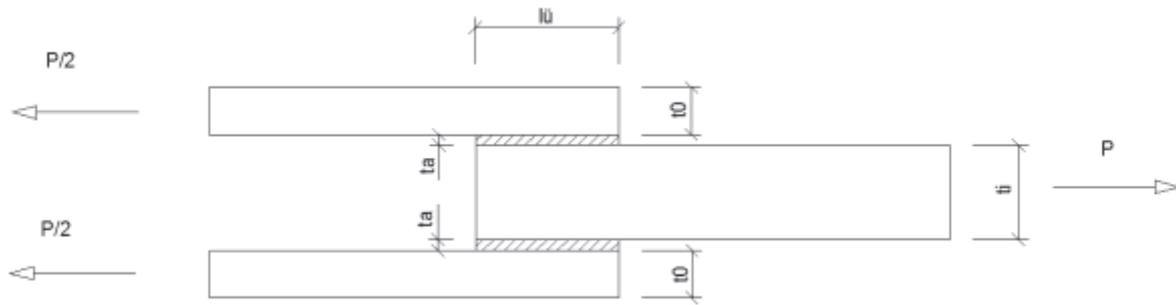


Abbildung 24: Zweifach überlappte Verbindung

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{t_a} \times \left(\frac{1}{E_o \times t_o} + \frac{2}{E_i \times t_i} \right)$$

$$\lambda^2 = \frac{70}{3} \times \left(\frac{1}{210000 \times 10} + \frac{2}{70000 \times 50} \right)$$

$$\lambda = 0,004944$$

$$\lambda = 4,94 \text{m}^{-1}$$

$$\Psi = \frac{E_i \times t_i}{2 \times E_o \times t_o}$$

$$\Psi = \frac{70000 \times 50}{2 \times 210000 \times 10}$$

$$\Psi = 0,83$$

$$\Omega = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1-\Psi)}{(1+\Psi)} \\ \frac{(\Psi-1)}{(1+\Psi)} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1-0,83)}{(1+0,83)} \\ \frac{(0,83-1)}{(1+0,83)} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} +0,093 \\ -0,093 \end{array} \right\}$$

$$\Omega = 0,83$$

$$\tau_{0,\max} = \frac{4,94 \times \left(\frac{66 \text{kN}}{0,05 \text{m}} \right)}{4} \times [1 + 0,093 \times 1]$$

$$\tau_{0,\max} = 1781,81 \text{kN/m}^2$$

$$\tau_{0,\max} = 1,78 \text{N/mm}^2$$

Für den Nachweis der Klebeverbindung werden die Festigkeiten des SikaFast 5221 2 Komponenten Acrylat Kleber angenommen.

Nachweis der Schubspannung:

$$\tau_{0,\max} \leq \tau_{0,Rd}$$

$$\text{mit } \tau_{0,Rd} = \frac{\tau_{0,k}}{\gamma_m} = \frac{8\text{N/mm}^2}{3,0} = 2,66\text{N/mm}^2$$

$$\tau_{0,\max} \leq \tau_{0,Rd}$$

$$1,78\text{N/mm}^2 \leq 2,66\text{N/mm}^2$$

Die maximale Querschubspannung im Klebstoff:

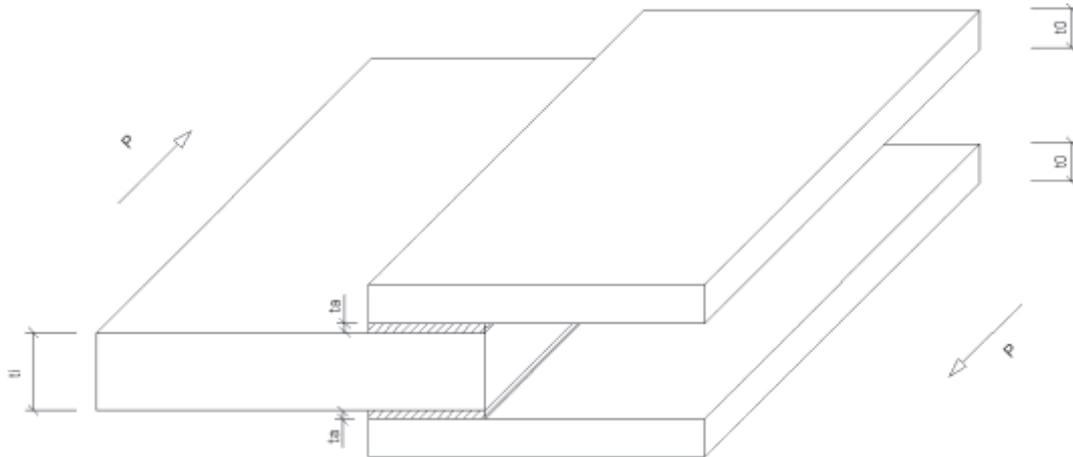


Abbildung 25: Beanspruchung auf Querschub

$$\tau_{0,\max} = \frac{\lambda \times P_k \times \gamma_f}{4} \times \left[\frac{\cosh(\lambda \times c)}{\sinh(\lambda \times c)} + \Omega \times \frac{\sinh(\lambda \times c)}{\cosh(\lambda \times c)} \right]$$

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{t_a} \times \left(\frac{1}{G_o \times t_o} + \frac{2}{G_i \times t_i} \right)$$

$$\lambda^2 = \frac{70}{3} \times \left(\frac{1}{81000 \times 10} + \frac{2}{26000 \times 50} \right)$$

$$\lambda = 0,008044$$

$$\lambda = 8,04\text{m}^{-1}$$

$$\Psi = \frac{G_i \times t_i}{2 \times G_o \times t_o}$$

$$\Psi = \frac{26000 \times 50}{2 \times 81000 \times 10}$$

$$\Psi = 0,80$$

$$\Omega = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1-\Psi)}{(1+\Psi)} \\ \frac{(\Psi-1)}{(1+\Psi)} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1-0,80)}{(1+0,80)} \\ \frac{(0,80-1)}{(1+0,80)} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} +0,11 \\ -0,11 \end{array} \right\}$$

$$\Omega = 0,11$$

$$\begin{aligned}\tau_{0,\max} &= \frac{8,04 \times \left(\frac{15,03\text{kN}}{0,05\text{m}} \right)}{4} \times [1 + 0,11 \times 1] \\ \tau_{0,\max} &= 670\text{kN/m}^2 \\ \tau_{0,\max} &= 0,67\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Nachweis der Schubspannung:

$$\begin{aligned}\tau_{0,\max} &\leq \tau_{0,\text{Rd}} \\ \text{mit } \tau_{0,\text{Rd}} &= \frac{\tau_{0,\text{k}}}{\gamma_m} = \frac{8\text{N/mm}^2}{3,0} = 2,66\text{N/mm}^2 \\ \tau_{0,\max} &\leq \tau_{0,\text{Rd}} \\ 0,67\text{N/mm}^2 &\leq 2,66\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Allgemeine Durchbiegung

Nach dem FE Modell (siehe folgende Seite) biegt sich der gesammte Träger um 3,7 mm in Feld Mitte durch. Das oben liegende Bewehrungsseisen verformt sich um 1,8 mm nach aufbringen der Last aus Eigen- und Schneelast. Bei Eigengewicht, also beim Einbau verbiegt sich das Bewehrungsseisen um 0,7 mm.

4.2.2.6 Kontrolle mit FEM

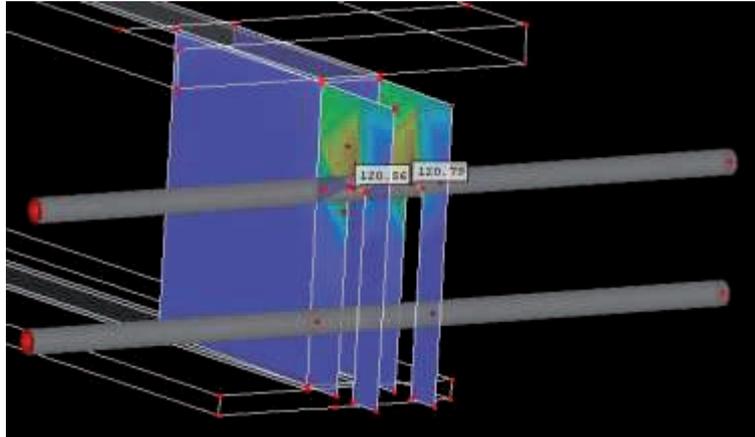


Abbildung 26: 1 Längsspannungen in Auflagerblechen

$$\sigma_{\max} = 120,79 \text{ N/mm}^2$$

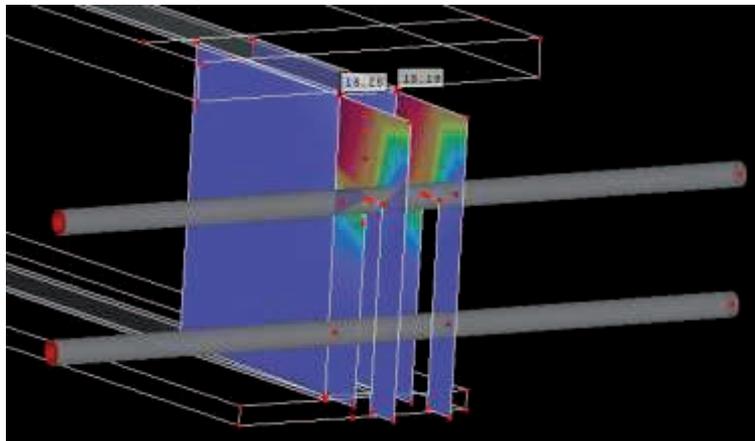


Abbildung 27: Schubspannungen in Auflagerblechen

$$\tau_{\max} = 15,25 \text{ N/mm}^2$$

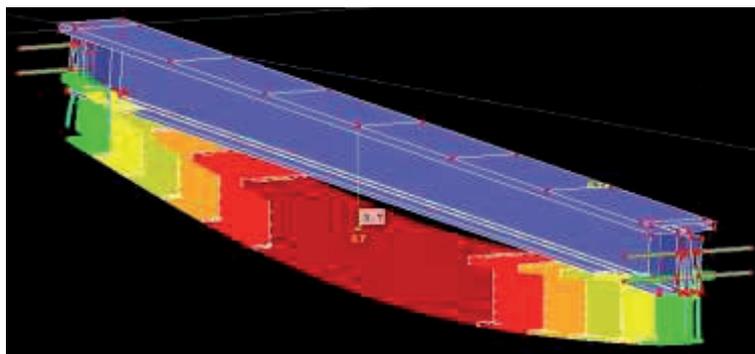


Abbildung 28: Verformung

$$f_{\max} = 3,7 \text{ mm}$$

4.2.2.7 Verbundträger mit starrem Verbund

Völlige Verhinderung der Verschiebung in der Kontaktfuge erzwingt über den hergestellten Schubverbund die Wirkung als einheitlicher Querschnitt.

Der Verbundträger mit starrem Verbund an Kontaktflächen:

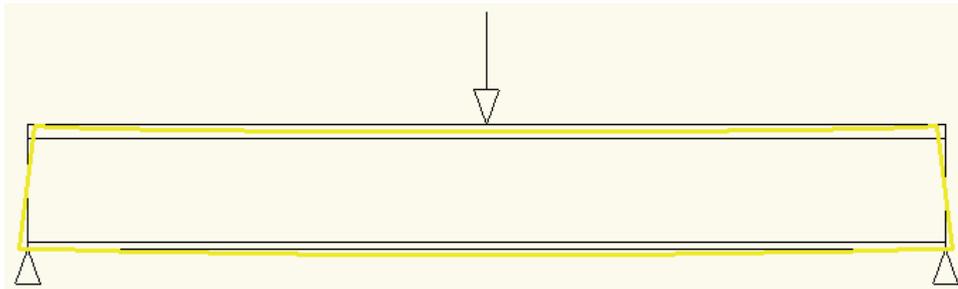


Abbildung 29: Verformungsfigur Verbundträger starrer Verbund

Spannungs- und Schubverteilung:

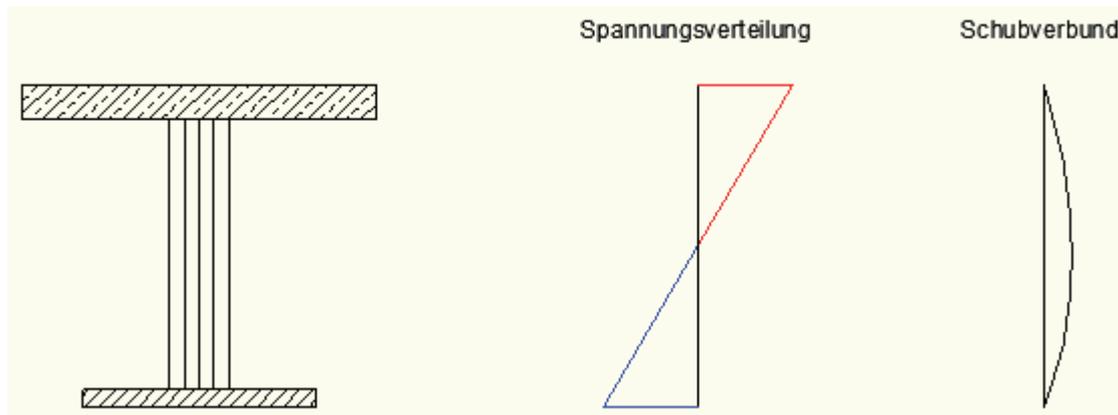


Abbildung 30: Spannungsverlauf Verbundträger starrer Verbund

4.2.2.8 Ermittlung der Spannungs- und Schubverläufe (starrer Verbund)

Auf den folgenden Seiten werden mit verschiedenen Rechenmodellen, dem Gesamtquerschnittsverfahren nach Hänsel [3], dem Teilquerschnittsverfahren nach Sattler [4][5] und nach einem FE-Modell die Spannungen im Verbundträger ermittelt. Es gibt in der Literatur noch zwei weitere Verfahren um die Spannungen zu ermitteln. Zum einen das Kriechfaserverfahren nach Busemann [6] und zum anderen das Verfahren nach Ibach [7].

4.2.2.8.1 Analytische Ermittlung der Spannungen mit dem Gesamtquerschnittsverfahren

Das bekannteste Verfahren zur Berechnung von Verbundträgern unter Beachtung der Einflüsse aus Schwinden und Kriechen ist das Gesamtquerschnittsverfahren. Ursprünglich geht es auf Hänsel [3] zurück. Das Verfahren basiert auf der Idee, das Langzeitverhalten des Betons durch eine Abminderung seiner Querschnittswerte zu erfassen. Je nach Art der Einwirkung und deren Zeitverlauf (zeitlich konstant, zeitlich veränderlich, Betonschwinden, eingepägte Verformung) werden Reduktionszahlen für die Fläche und das Trägheitsmoment in Form von abgeminderten E-Modul des Betongurts bestimmt. Das Verfahren ist einfach und kann ohne speziell angepasste Rechenprogramme angewendet werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird Kriechen und Schwinden des Betons nicht berücksichtigt.

Baustoffe

E-Modul:

$$\text{UHPC: } E_C = 35000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Glas: } E_G = 70000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stahl: } E_A = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Flächenträgheitsmoment

$$\text{UHPC: } I_C = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{300 \times 30^3}{12} = 67,5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Glas: } I_G = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 230^3}{12} = 5069 \text{ cm}^4$$

$$\text{Stahl: } I_A = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{200 \times 15^3}{12} = 5,625 \text{ cm}^4$$

Flächen:

$$\text{UHPC: } A_C = h \times b = 30 \times 3 = 90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Glas: } A_G = h \times b = 5 \times 23 = 115 \text{ cm}^2$$

$$\text{Stahl: } A_S = h \times b = 20 \times 1,5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$n_{01} = E_A / E_{cm} = 210000 / 35000 = 6,00$$

$$n_{02} = E_A / E_G = 210000 / 70000 = 3,00$$

Ideelle Querschnittswerte des Verbundquerschnittes zum Zeitpunkt $t = 0$

$$n_{01} = 6,0; n_{02} = 3,0$$

Beton:

$$A_{c,0} = A_C / n_{01} = 90 / 6 = 15 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,0} = I_C / n_{01} = 67,5 / 6 = 11,25 \text{ cm}^4$$

Glas:

$$A_{G,0} = A_G / n_{02} = 115 / 3 = 38,33 \text{ cm}^2$$

$$I_{G,0} = I_G / n_{02} = 5069 / 3 = 1689,67 \text{ cm}^4$$

Gesamtfläche:

$$A_{i,0} = A_{st} + A_{G,0} + A_{c,0}$$

$$A_{i,0} = 30 + 38,33 + 15$$

$$A_{i,0} = 83,33 \text{ cm}^2$$

Schwerpunkt am Gesamtquerschnitt:

$$a_s = \frac{15 \times 1,5 + 38,33 \times 14,5 + 30 \times 26,75}{83,33} = 16,57 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment am Gesamtquerschnitt:

$$I_V = (6,43 + 15 \times (16,57 - 1,5)^2) + (1689,86 + 38,33 \times (\frac{23}{2} + 3 - 16,57)^2) \\ + (5,625 + 30 \times (27,5 - 16,57 - 0,75)^2) \\ I_V = 8381,70 \text{ cm}^4$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.2. sind:

$$N_{Ed} = 1,55 \text{ kN} \\ V_{Ed} = 15,03 \text{ kN} \\ M_{Ed} = -15,77 \text{ kNm}$$

Biegespannungen im Bauteil

Beton-Obergurt:

$$\min \sigma_c = (N/A \pm M / I \times a_s) \times (1/n_{01}) \\ \min \sigma_c = (1,55\text{kN} / 90 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 8381,7 \text{ cm}^4 \times 16,57 \text{ cm}) \times (1/6) \\ \min \sigma_c = -0,52 \text{ kN/cm}^2 = -5,51 \text{ N/mm}^2$$

Glassteg:

Oben:

$$\min \sigma_G = (N/A \pm M / I \times a_s) \times (1/n_{02}) \\ \min \sigma_G = (1,55\text{kN} / 67,85 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 8381,7\text{cm}^4 \times 13,57 \text{ cm}) \times (1/3) \\ \min \sigma_G = -0,84 \text{ kN/cm}^2 = -8,42 \text{ N/mm}^2$$

Unten: $\max \sigma_G = (N/A \pm M / I \times a_s) \times (1/n_{02})$

$$\max \sigma_G = (1,55\text{kN} / 47,15 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 8381,7\text{cm}^4 \times 9,43 \text{ cm}) \times (1/3) \\ \max \sigma_G = 0,60 \text{ kN/cm}^2 = 6,02 \text{ N/mm}^2$$

Stahl-Untergurt:

$$\min \sigma_A = N/A \pm M / I \times a_s \\ \min \sigma_A = 1,55\text{kN} / 30 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 8381,7 \text{ cm}^4 \times 10,93 \text{ cm} \\ \min \sigma_A = 2,10 \text{ kN/cm}^2 = 21,08 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Obergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_{c,0} \times Z \\ S_{\text{obergurt}} = 15 \times 15,07 \\ S_{\text{obergurt}} = 226,05 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I \\ \max T = (15,03\text{kN} \times 226,05 \text{ cm}^3) / 8381,7 \text{ cm}^4 \\ \max T = 0,40 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,40 \text{ kN/cm} / 5\text{cm} \\ \max \tau = 0,08 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max \tau = 0,81 \text{ N/ mm}^2$$

Schubspannungen am Schwerpunkt des Verbundträgers

$$S_{\text{Steg}} = 226,05 \text{ cm}^3 + (n_G \times A_G \times z)$$

$$S_{\text{Steg}} = 226,05 \text{ cm}^3 + (0,33 \times 13,57 \times 5 \times 13,57/2)$$

$$S_{\text{Steg}} = 377,97 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 377,97 \text{ cm}^3) / 8381,7 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,67 \text{ kN/ cm}$$

$$\max \tau = 0,67 \text{ kN/ cm} / 5 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 0,135 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 1,35 \text{ N/ mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Untergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_A \times z$$

$$S_{\text{obergurt}} = 30 \times 10,93$$

$$S_{\text{obergurt}} = 327,90 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 327,90 \text{ cm}^3) / 8381,7 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,58 \text{ kN/ cm}$$

$$\max \tau = 0,58 \text{ kN/ cm} / 5 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 0,117 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 1,17 \text{ N/ mm}^2$$

Darstellung

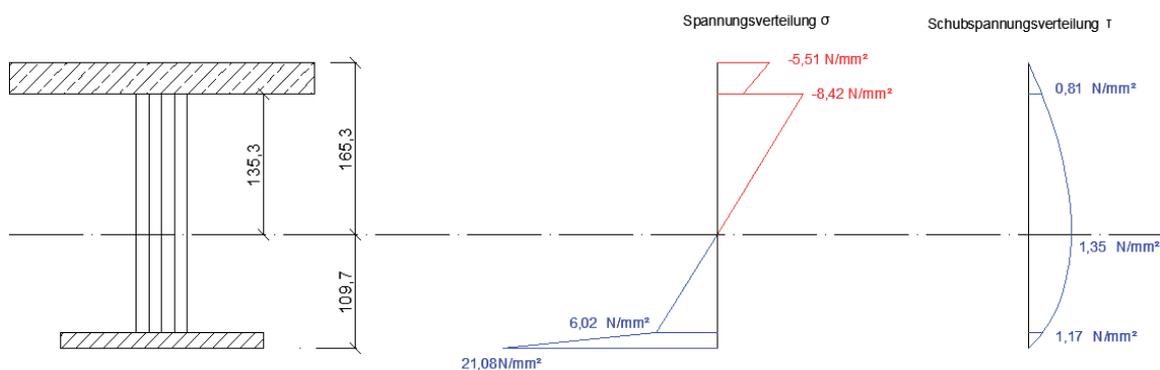


Abbildung 31: Analytische Spannungsverteilung im Verbundträger (starrer Verbund)

4.2.2.8.2 Analytische Ermittlung der Spannungen mit dem mit dem Teilschnittgrößenverfahren nach Sattler

Grundgedanke des Teilquerschnittsverfahrens ist die Verteilung der am Gesamtquerschnitt des Verbundträgers vorhandenen Schnittgrößen Normalkraft und Moment auf die verschiedenen Teilquerschnitte aufzuteilen.

Dieses Verfahren geht auf Sattler [4][5] zurück. Die zeitabhängigen, differentiellen Verformungsänderungen und Schnittgrößenumlagerungen werden in diesem Verfahren durch ein lineares Differentialgleichungssystem beschrieben.

Um dieses Verfahren zu vereinfachen werden zunächst die Querschnittswerte des Glasträgers auf die des Stahluntergurtes reduziert. So erhält man unter dem Betonobergurt ein homogener Träger.

Ideelle Querschnittswerte des Verbundquerschnittes zum Zeitpunkt $t = 0$

$$n_{01} = 6,0, n_{02} = 3,0$$

Verbundträger aus Glas und Stahl

Glas:

$$A_{G,0} = A_G/n_{02} = 115/3 = 38,33 \text{ cm}^2$$

$$I_{G,0} = I_G/n_{02} = 67,5/6 = 1689,86 \text{ cm}^4$$

Gesamtfläche:

$$A_{i,0} = A_{st} + A_{G,0}$$

$$A_{i,0} = 30 + 38,33$$

$$A_{i,0} = 68,33 \text{ cm}^2$$

Schwerpunkt am Gesamtquerschnitt:

$$a_s = \frac{38,33 \times 11,5 + 30 \times 22,75}{68,33} = 16,88 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment am gesamt Stahl-, Glas Querschnitt:

$$I_V = (1689,86 + 38,33 \times (\frac{23}{2} - 16,88)^2)$$

$$+ (5,625 + 30 \times (24,5 - 16,88 - 0,75)^2)$$

$$I_V = 4220,83 \text{ cm}^4$$

Verbundträger aus Beton, Glas und Stahl

Beton:

$$A_{c,0} = A_c/n_{01} = 90/6 = 15 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,0} = I_c/n_{01} = 67,5/6 = 11,25 \text{ cm}^4$$

Gesamtfläche:

$$A_{i,0} = A_{st} + A_{G,0} + A_{c,0}$$

$$A_{i,0} = 30 + 15 + 38,33$$

$$A_{i,0} = 83,33 \text{ cm}^2$$

$$a_b = \frac{18,38 \times 68,33}{83,33} = 15,07 \text{ cm}$$

Statisches Moment:

$$S_i = \frac{18,38 \times 68,88 \times 15}{83,33}$$

$$S_i = 226,07 \text{ cm}^3$$

Flächenträgheitsmoment am Gesamtquerschnitt:

$$I_V = 11,25 + 4220,83 + 18,38 \times 226,07$$

$$I_V = 8387,28 \text{ cm}^4$$

Beton:

$$E_C = 35000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_C = 90 \text{ cm}^2$$

$$I_C = 1/12 \times 30 \times 3^3 = 67,5 \text{ cm}^4$$

Stahlträger:

$$A_{st} = 68,33 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 4220,83 \text{ cm}^4$$

$$a = 16,88 + 1,5 = 18,38 \text{ cm}$$

$$\alpha_{st} = \frac{68,33 \times 4220,83}{83,33 \times 8387,28}$$

$$\alpha_{st} = 0,412655$$

$$j_{st} = \frac{11,25 \times 15}{63,33 \times 4220,83}$$

$$j_{st} = 0,000585 < 0,2$$

Für Stahlträgerverbundkonstruktionen, bei denen das Trägheitsmoment der Betonplatte verhältnismäßig klein im Vergleich zum Trägermoment des Stahlträgers ist, gelang es SONTAG, durch eine geringfügige Vernachlässigung die gekoppelten Differentialgleichungen zu trennen und damit eine einfache Bemessungsformeln zu erhalten. Diese können hier angewandt werden.

$$M_{B;b;0}^M = \frac{15\text{cm}^4}{8387,28\text{cm}^4} \times (15,77\text{kNm})$$

$$M_{B;b;0}^M = 0,0282\text{kNm}$$

$$N_{B;b;0}^M = -\frac{226,07 \times 10^{-6}}{8387,28 \times 10^{-8}} \times (15,77\text{kNm})$$

$$N_{B;b;0}^M = -42,51\text{kN}$$

$$M_{B;st;0}^M = \frac{4220,83}{8387,28} \times (15,77\text{kNm})$$

$$M_{B;st;0}^M = 7,93\text{kNm}$$

Tabelle 5 Belastungsaufteilung zur Zeit t = 0

M _{B,0}	M _{B;b,0}	M _{B;st,0}	N _{B;st,0} = - N _{B;b,0}	E	N _S		N _S - N _{B;b,0}		1-e ^{-αstφn}	
					φ _n = 2	φ _n = 3	φ _n = 2	φ _n = 3	φ _n = 2	φ _n = 3
kNm	kNm	kNm	kN	kN/cm ²	kN	kN	kN	kN	/	/
15,77	0,0282	7,93	42,51	3500	31,5	21	74,01	63,51	0,5619	0,71

Tabelle 6 Spannungen zur Zeit t = 0

² W _b = - ¹ W _b	³ y _{st}	⁴ y _{st}	³ W _{st}	⁴ W _{st}	¹ σ _{B;b,0}	² σ _{B;b,0}	³ σ _{B;st,0}	⁴ σ _{B;st,0}
cm ³	Cm	cm	cm ³	cm ³	N/cm ²	N/cm ²	kN/cm ²	kN/cm ²
45	-16,88	7,62	-250,05	553,91	-535	-409	2,50	2,10

Die Spannungen des Glsträgers werden mit den Faktor 3,0 reduziert, da das E-Modul des Glases nur 1/3 des Stahls beträgt.

$$\sigma_{B,St,0} = 2,50 \text{ kN/cm}^2 / 3,0 = 0,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{B,St,0} = 8,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{B,St,0} = 1,82 \text{ kN/cm}^2 / 3,0 = 0,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{B,St,0} = 6,70 \text{ N/mm}^2$$

Die Schubspannungen sind die gleichen wie beim Gesamtquerschnittsverfahren.

Darstellung

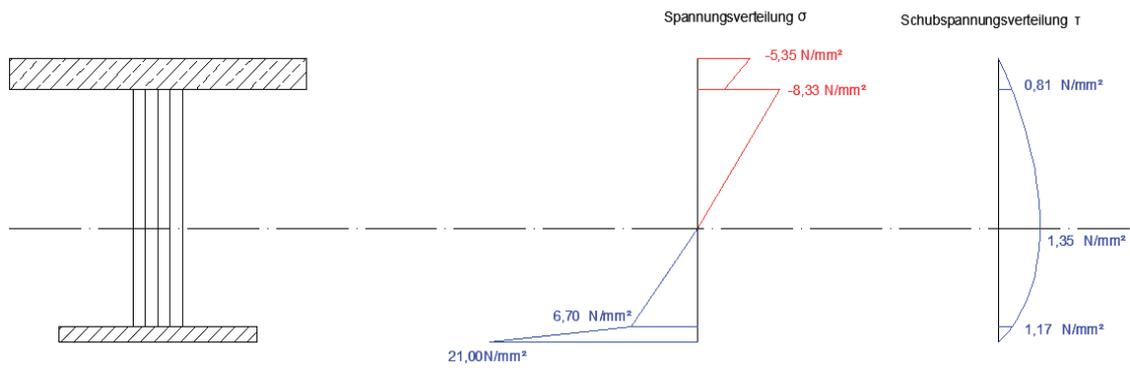


Abbildung 32: Spannungsverteilung nach Sattler

4.2.2.8.3 FE-Modell:

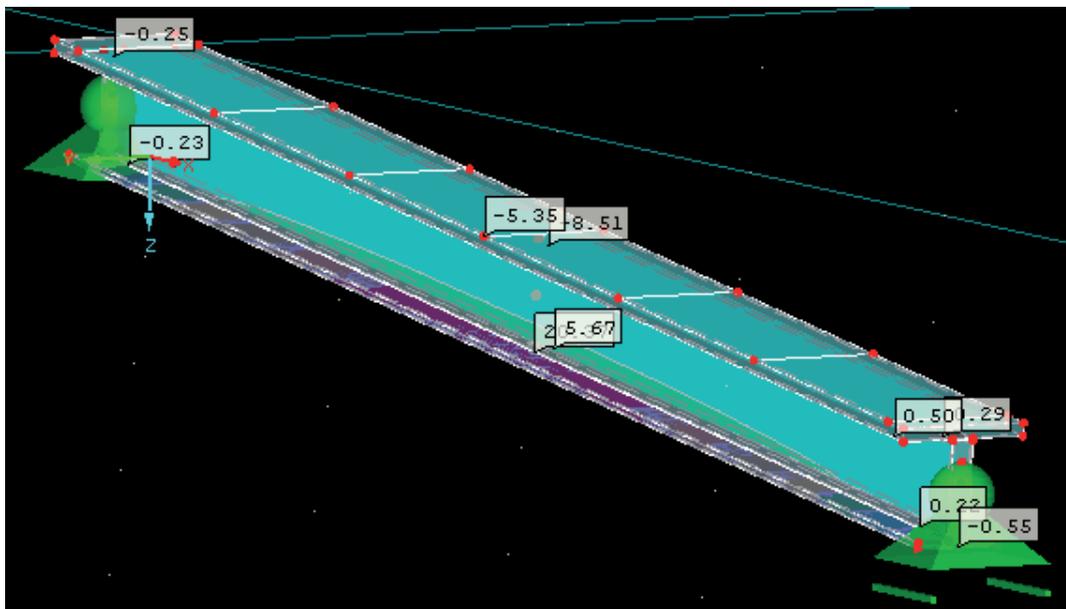


Abbildung 33: FEM Spannungsverteilung im Verbundträger mit starrem Verbund

Im Obergurt: $\sigma_{\min} = -5,35 \text{ N/mm}^2$
 Im Glassteg: $\sigma_{\min} = -8,51 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{\max} = 5,67 \text{ N/mm}^2$
 Im Obergurt: $\sigma_{\max} = 20,69 \text{ N/mm}^2$

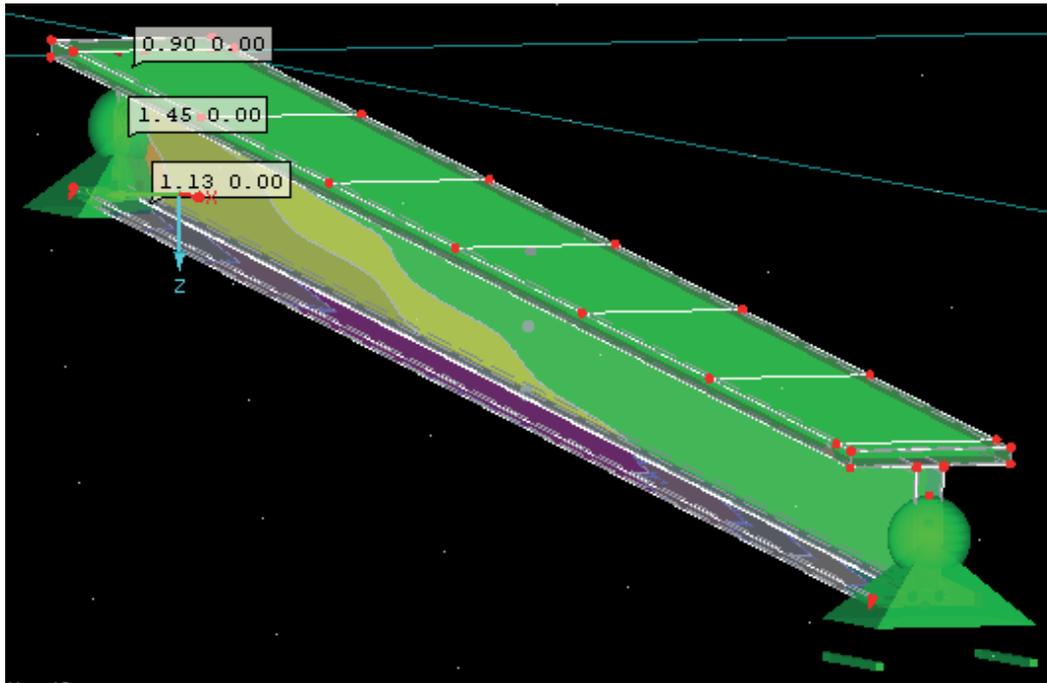


Abbildung 34: FEM Schubspannungsverteilung im Verbundträger mit starrem Verbund

In der oberen Klebefuge: $\tau_{\text{oben}} = 0,90 \text{ N/mm}^2$

Im Schubmittelpunkt: $\tau_{\text{max}} = 1,45 \text{ N/mm}^2$

In der unteren Klebefuge: $\tau_{\text{unten}} = 1,13 \text{ N/mm}^2$

4.2.2.8.4 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 7 Vergleich der Längsspannungen

Spannungen σ	Gesamtquerschnittmodell	Sattler	FEM
Beton Oberkanten	-5,51 N/mm ²	-5,35 N/mm ²	-5,35 N/mm ²
Glas Oberkanten	-8,42 N/mm ²	-8,33 N/mm ²	-8,51 N/mm ²
Glas Unterkanten	6,02 N/mm ²	6,70 N/mm ²	5,67 N/mm ²
Stahl Unterkanten	21,08 N/mm ²	21,00 N/mm ²	20,69 N/mm ²

Tabelle 8 Vergleich der Schubspannungen

Spannungen τ	Gesamtquerschnittmodell	Sattler	FEM
Obere Klebefuge	0,81 N/mm ²	0,81 N/mm ²	0,90 N/mm ²
Tau max	1,35 N/mm ²	1,35 N/mm ²	1,45 N/mm ²
Untere Klebefuge	1,17 N/mm ²	1,17 N/mm ²	1,13 N/mm ²

Darstellung

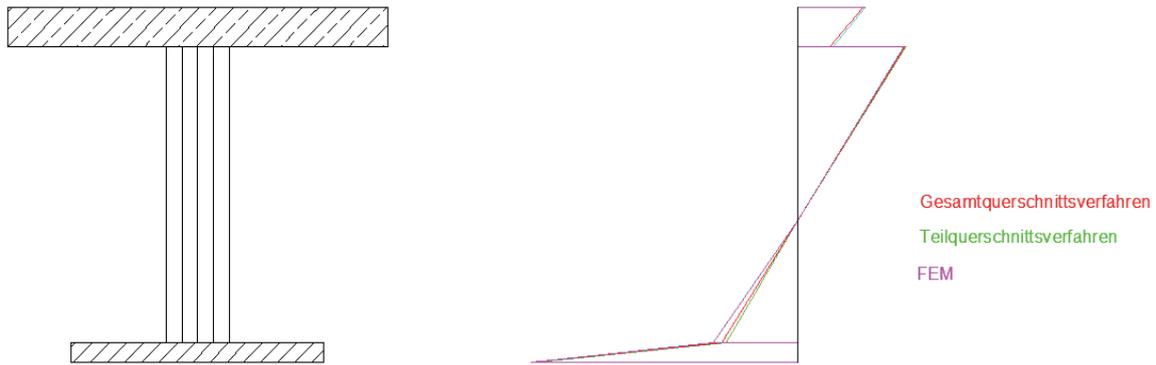


Abbildung 35: Vergleich der Spannungen σ

**4.2.2.9 Ermittlung der Spannungs- und Schubverläufe mit nachgiebiger Verbund:
(Nach DIN EN 1995-1-1:2008-09 mit dem γ -Verfahren)**

Eine nachgiebige Verbindung in der Kontaktfuge führt zu einem teilweisen, aber nicht vollständigen Zusammenwirken der Einzelschnitte.

Der Verbundträger mit nachgiebiebigem Verbund an Kontaktflächen:

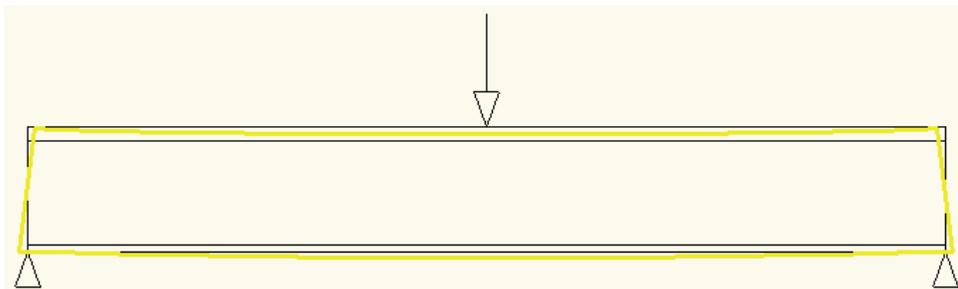


Abbildung 36: Verformungsfigur Verbundträger nachgiebigem Verbund

Spannungs- und Schubverteilung:

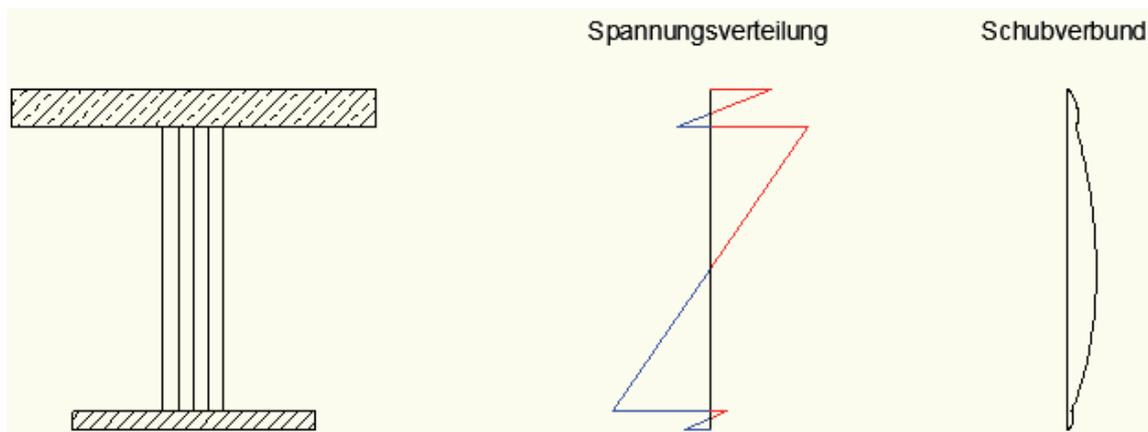


Abbildung 37: Spannungsverlauf Verbundträger starrem Verbund

Von grundlegender Bedeutung für Verbundkonstruktionen des Holzbaus mit mehreren nachgiebigen Verbundfugen ist 1956 die Ableitung des so genannten „ γ -Verfahrens“ von MÖH-

LER aus den Differentialgleichungslösungen am Einfeldträger angeleitet werden Abminderungsbeiwerte bestimmt, die zu einer effektiven Biegesteifigkeit des Trägers führen.

Die wirksame Biegesteifigkeit

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^3 (E_i \times I_i + \gamma_i \times E_i \times A_i \times a_i^2)$$

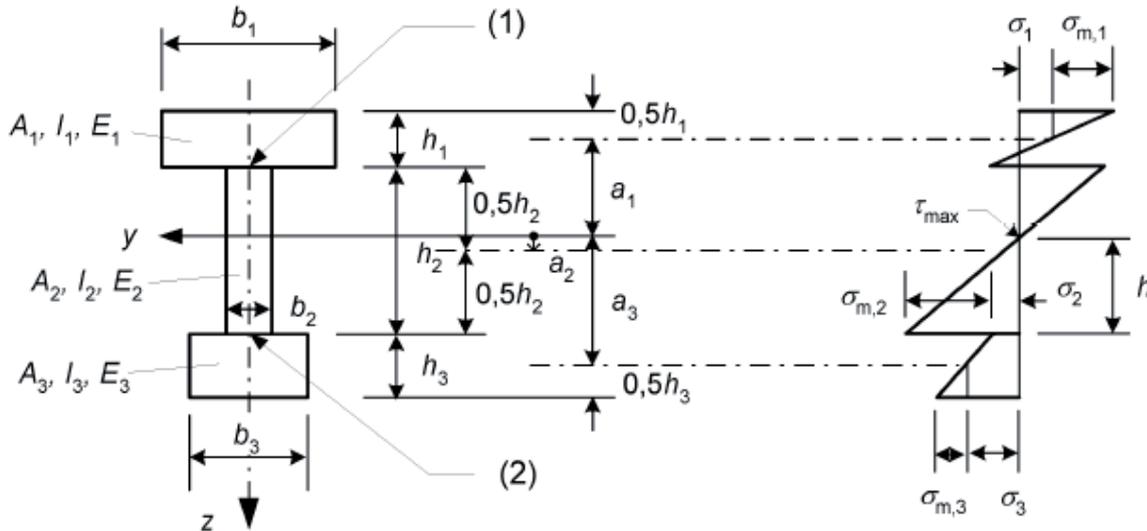


Abbildung 38: Querschnitt (links) und Verteilung der Biegespannungen (rechts)

Annahme Schubmodul Kleber 70 N/mm²

- Betonobergurt:

$$E_{1C} = 35000$$

$$I_1 = 67,5\text{cm}^4$$

$$A_1 = 90\text{cm}^2$$

$$K_1 = 70\text{N/mm}^2 \times 50\text{mm}$$

$$K_1 = 3500\text{N/mm}$$

$$\gamma_1 = \sqrt{1 + \left[\frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{(K_1 \times I^2)} \right]}$$

$$\gamma_1 = \sqrt{1 + \left[\frac{\pi^2 \times 35000\text{N/mm}^2 \times 9000\text{mm}^2 \times 3\text{mm}}{(3500\text{N/mm} \times 4250\text{mm}^2)} \right]}$$

$$\gamma_1 = 1,07$$

$$a_1 = 165,3\text{mm} - 15\text{mm}$$

$$a_1 = 150,3\text{mm}$$

- Glassteg:

$$E_{2G} = 70000$$

$$I_2 = 5069 \text{ cm}^4$$

$$A_2 = 115 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \times E_1 \times A_1 \times (h_1 + h_2) - \gamma_3 \times E_3 \times A_3 \times (h_2 + h_3)}{2 \times \sum_{i=1}^3 E_i \times A_i}$$

$$a_2 = \frac{1,07 \times 35000 \times 9000 \times (30 + 230) - 1,13 \times 210000 \times 3000 \times (230 + 15)}{2 \times [(35000 \times 9000) + (70000 \times 11500) + (210000 \times 3000)]}$$

$$a_2 = -24,80$$

- Stahluntergurt

$$E_{3S} = 210000$$

$$I_3 = 5,62 \text{ cm}^4$$

$$A_3 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_3 = \sqrt{1 + \left[\frac{\pi^2 \times E_3 \times A_3 \times s_3}{(K_3 \times I^2)} \right]}$$

$$\gamma_3 = \sqrt{1 + \left[\frac{\pi^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 3000 \text{ mm}^2 \times 3 \text{ mm}}{(3500 \text{ N/mm} \times 4250 \text{ mm}^2)} \right]}$$

$$\gamma_3 = 1,13$$

$$a_3 = 275 \text{ mm} - 165,3 \text{ mm} - 7,5 \text{ mm}$$

$$a_3 = 102,20 \text{ mm}$$

→ einsetzen

$$(EI)_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^3 (E_i \times I_i + \gamma_i \times E_i \times A_i \times a_i^2)$$

$$(EI)_{\text{eff}} = (35000 \text{ N/mm}^2 \times 675000 \text{ mm}^2 + 1,07 \times 35000 \text{ N/mm}^2 \times 9000 \text{ mm}^2 \times 150,3^2 \text{ mm}) + (70000 \text{ N/mm}^2 \times 50690000 \text{ mm}^2 + 1,0 \times 70000 \text{ N/mm}^2 \times 115000 \text{ mm}^2 \times 24,80^2 \text{ mm}) + (210000 \text{ N/mm}^2 \times 56200 \text{ mm}^2 + 1,13 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 3000 \text{ mm}^2 \times 102,2^2 \text{ mm})$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

Normalspannungen

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i \times E_i \times a_i \times M}{(EI)_{\text{ef}}}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,07 \times 35000 \text{ N/mm}^2 \times 150,3 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_1 = 4,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1,0 \times 70000 \text{ N/mm}^2 \times 24,80 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_2 = 1,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{1,13 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 102,20 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_3 = 19,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1,m} = \frac{0,5 \times 35000 \text{ N/mm}^2 \times 30 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{1,m} = 0,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,m} = \frac{0,5 \times 70000 \text{ N/mm}^2 \times 230 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{2,m} = 6,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3,m} = \frac{0,5 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 15 \text{ mm} \times 15,77 \text{ kNm}}{2,00 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{3,m} = 1,24 \text{ N/mm}^2$$

Summen:

$$\sigma_1 = 4,44 + 0,42 = 4,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,37 + 6,35 = 7,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = 19,12 + 1,24 = 20,36 \text{ N/mm}^2$$

Größte Schubspannung

$$\tau_{2,\max} = \frac{\gamma_3 \times E_3 \times A_3 \times a_3 + 0,5 \times E_2 \times b_2 \times h_2^2}{b_2 \times (EI)_{\text{ef}}} \times V$$

$$\tau_{2,\max} = \frac{1,13 \times 210000 \times 3000 \text{ mm}^2 \times 102,2 \text{ mm} + 0,5 \times 70000 \times 50 \times 230^2}{50 \times 2,00 \times 10^{13}} \times 15,03 \text{ kN}$$

$$\tau_{2,\max} = 2,48 \text{ N/mm}^2$$

Darstellung:

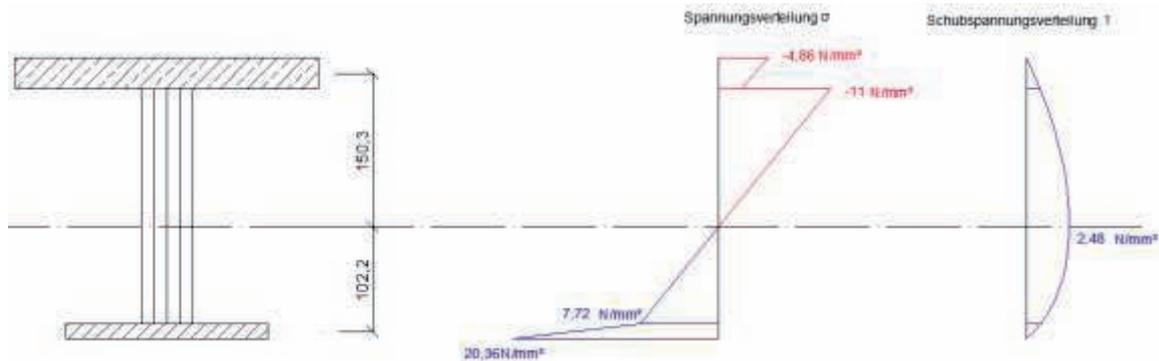


Abbildung 39: Analytische Spannungsverteilung im Verbundträger (nachgiebiger Verbund)

4.2.2.10 Nachweis des Verbundträgers

4.2.2.10.1 Sicherheitskonzept

Da es sich beim Obergurt um einen hochfesten Beton handelt, der eine geringe Duktilität aufweist, wird die Festigkeit mit dem Faktor $\gamma_c = 1,8$ reduziert.

Beim Untergurt handelt es sich um Stahl, dessen Festigkeit mit dem Sicherheitsfaktor $\gamma_0 = 1,0$ nach Eurocode 3 reduziert wird.

Nachweis Obergurt

Minimale Druckfestigkeit:

$$f_R = 1,8 \times 1,5 \times 5,51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_R = 14,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{zul}}$$

$$14,88 \text{ N/mm}^2 < 140 \text{ N/mm}^2 \text{ (Annahme UHPC Druckfestigkeit)}$$

Nachweis Untergurt Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{zul}} / \gamma_c$$

$$21,08 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 / 1,0$$

$$21,08 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis Glassteg

Siehe 5.2.5

Nachweis Stabilität:

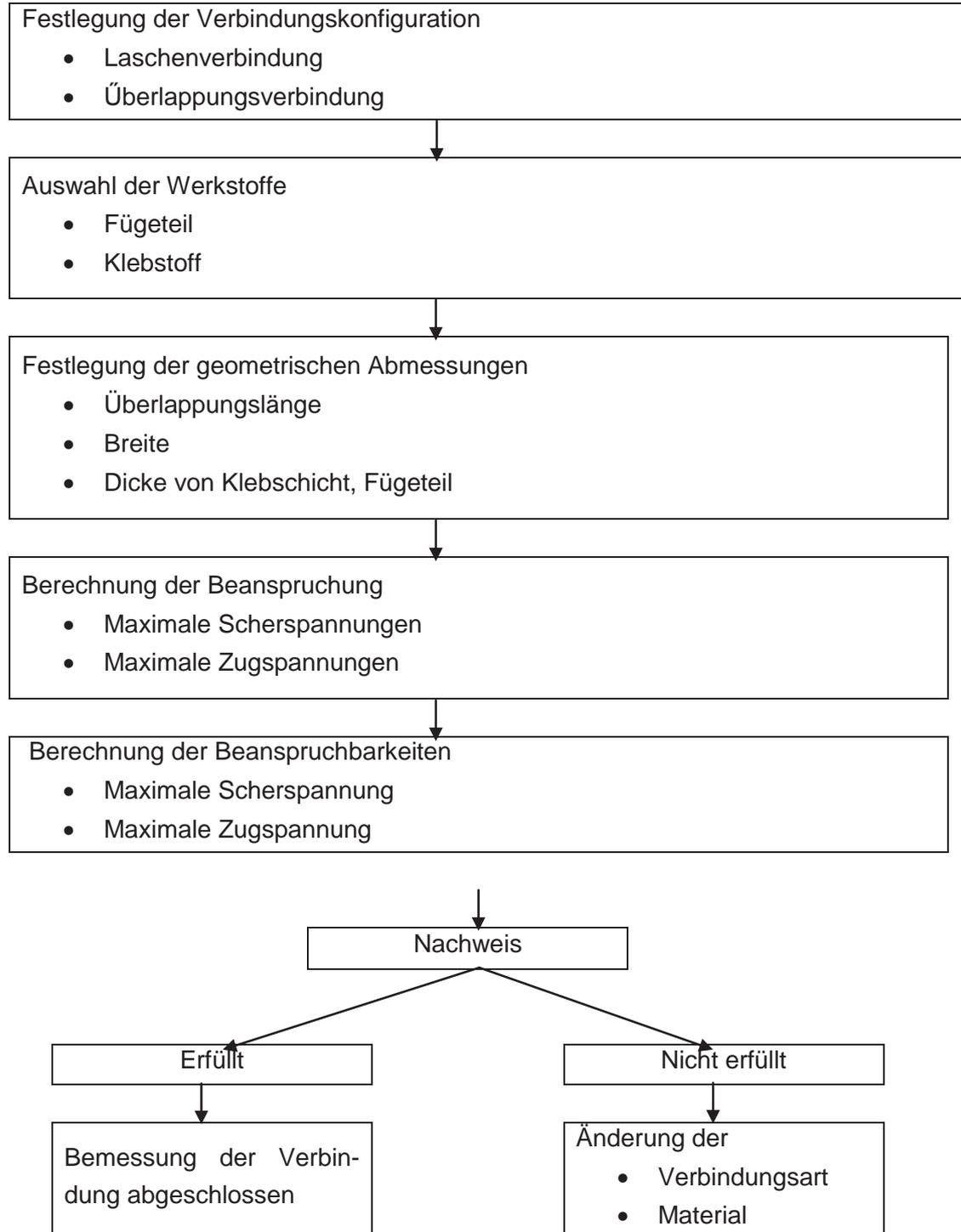
Für den Verbundträger aus Stahl-Glas-Beton ist kein Stabilitätsversagen zu erwarten, da der Obergurt durch die Z-Profile horizontal gehalten wird.

Nachweise erbracht!

4.2.2.11 Nachweis der Klebfugen

4.2.2.11.1 Allgemeines Rechenschema der Klebfuge nach [8]

Ausführlicher Bemessungsalgorithmus



4.2.2.11.2 Nach Volkersen

Die Analyse einer Klebeverbindung geht auf Volkersen aus dem Jahre 1938 zurück. Die Einteilung von Kräften in eine Scheibe über Längsurte.

Die Gurte stellen die Längssteifigkeit der Verbindung her und übernehmen die Längskräfte. Die zwischen den Gurten liegende Scheibe, hier die Kleberschicht übernimmt ausschließlich die Schub- und Querkkräfte. Wegen der großen Unterschiede in den Dehnsteifigkeiten zwischen den Füge-teilen und dem Kleber treffen diese Annahmen die Realität sehr gut. Folgende Annahmen wurden getroffen:

- Die Füge-teile nehmen die Längsschnittkraft N auf.
- Die Kleberschicht ist dehnschlaff und nimmt die Schubflüsse auf
- Der Schubfluss ist über die Dicke der Kleberschicht konstant.
- Die Haftung zwischen den Füge-teilen ist ideal
- Die Füge-teile und die Kleberschicht sind eben und haben konstante Dicken.
- Es treten nur ebene Verschiebungen der Füge-teile auf, Verformungen senkrecht zur Kleberschicht werden vernachlässigt. $\epsilon_y = 0$
- Biegemomente treten keine auf.

Der Schubspannungsverlauf $\tau_{xy} = f(x)$ in der Klebeschicht wird durch eine homogene DGL 2.Ordnung mit konstanten Koeffizienten beschrieben. Die Lösung der DGL führt auf folgende Beziehung für den Schubspannungsverlauf in der Kleberschicht:

$$\frac{\tau_K}{\bar{\tau}_K} = \frac{\tau_K \times l_{\bar{u}}}{\sigma_{10} \times t_1} = \frac{\rho}{2} \times \left[\frac{\cosh\left(\frac{\rho x}{l_{\bar{u}}}\right) - (1 - \psi) \sinh\left(\frac{\rho x}{l_{\bar{u}}}\right)}{\sinh\left(\frac{\rho}{2}\right) - (1 + \psi) \cosh(\rho/2)} \right]$$

mit

τ_K = Schubspannungsverteilung über die Überlappungslänge

$l_{\bar{u}}$ = Überlappungslänge der Klebefuge

σ_{10} = Schnittspannung im Füge-teil 1 außerhalb der Klebung

t_1 = Dicke der Füge-teils 1

Belastung der Füge-teile mit Normalkräften:

Klebekennzahl ρ :

$$\rho^2 = (1 + \psi) \times G_K \times l_{\bar{u}}^2 / E_1 \times t_1 \times t_K$$

Steifigkeitsverhältnis der Füge-teile ψ :

$$\psi = E_1 \times t_1 / E_2 \times t_2$$

Belastung der Füge-teile mit Schubkräften:

Klebekennzahl ρ :

$$\rho^2 = (1 + \psi) \times G_K \times l_{\bar{u}}^2 / G_1 \times t_1 \times t_K$$

Steifigkeitsverhältnis der Füge-teile ψ :

$$\psi = G_1 \times t_1 / G_2 \times t_2$$

Die mittlere, d.h. über die Überlappungslängen $l_{\bar{u}}$ konstant angenommene Schubspannung $\bar{\tau}_K$ errechnet sich aus:

$$\bar{\tau}_K = \frac{F_{10}}{l_{\bar{u}} \times b} = \frac{\sigma_{10} \times t_1}{l_{\bar{u}}}$$

F_{10} = Kraft im Füge teil 1 weit außerhalb der Klebung

Wächst die Klebungskennzahl ρ über einen Wert $\rho > 5$, dies hängt überproportional von der Überlappungslänge $l_{\bar{u}}$ ab, so werden die hyperbolischen Funktionen $\coth(5/2) = \tanh(5/2)$ zu 1. Mit $(1+(1-\psi)/(1+\psi)) = 2/(1+\psi)$ reduziert sich die Gleichung auf:

$$\frac{\tau_K}{\bar{\tau}_K} = \frac{\rho}{(1+\psi)} = \frac{l_{\bar{u}}}{(1+\psi)} \times \sqrt{\frac{G_K \times (1+\psi)}{E_1 \times t_1 \times t_K}}$$

Es zeigt sich, dass die Klebefestigkeit τ_B durch folgende Faktoren bestimmt wird:

- Die Eigenschaften der Klebschicht, durch Schubmodul und Klebschichtdicke
- Die Festigkeitseigenschaften des Füge teilwerkstoffes, durch dessen Elastizitätsmodul
- Die Geometrie der Klebefuge, durch die Klebschichtdicke und Überlappungslänge.

Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.

4.2.2.11.3 Nach Goland und Reissner

Goland und Reissner verwendeten den Ansatz von Volkersen und versuchten in ihrem Modell das Biegemoment infolge außermittiger Lastangriffspunkte zu berücksichtigen. In vielen Fällen wird ein Bruch durch das zusätzliche Biegemoment in der Klebefuge verursacht. Durch die Einführung des Exzentrizitätsfaktors k im Berechnungsansatz wird das Biegemoment berücksichtigt. Verformt das Füge teil sich wegen seiner hohen Steifigkeit oder wegen geringerer Belastung, so ist der Faktor k zu 1 zu setzen. Das Modell basiert auf einer einfachen Überlappung mit zwei gleichen Füge materialien.

$$\tau_{Bmax} = \tau_B \left[\frac{1+3k}{4} \times \sqrt{\frac{2 \times G \times l_{\bar{u}}^2}{E \times s \times d}} \times \coth \sqrt{\frac{2 \times G \times l_{\bar{u}}^2}{E \times s \times d}} + \frac{3}{4} \times (1-k) \right]$$

mit:

$k=0 \dots 1$

0 – Verformung des Füge teils

1 – keine Verformung des Füge teils

4.2.2.11.4 Nach Hart-Smith

Hart-Smith haben das Modell von Goland und Reissner noch erweitert. Hierbei werden noch weitere Parameter berücksichtigt, z.B. Fehlstellen in der Klebschicht, Wirkung ungleichmäßiger Klebschichtdicken sowie Spannungen infolge Temperatureinfluss.

4.2.2.11.5 Nach Clarke

Clarke stellte Gleichungen für einfach und zweifach überlappten Verbindungen vor. Diese basieren auf den einfachen Überlappungsansätzen nach Goland und Reissner. Voraussetzung auch hier, wie bei den anderen Modellen auch, ist ein symmetrischer Querschnitt.

Maximale Schubspannung im Klebstoff:

$$\tau_{0,\max} = \frac{\lambda \times P_k \times \gamma_f}{4} \times \left[\frac{\cosh(\lambda \times c)}{\sinh(\lambda \times c)} + \Omega \times \frac{\sinh(\lambda \times c)}{\cosh(\lambda \times c)} \right]$$

mit:

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{t_a} \times \left(\frac{1}{E_o \times t_o} + \frac{2}{E_i \times t_i} \right)$$

$$\Omega = \max \begin{cases} \frac{(1 - \Psi)}{(1 + \Psi)} \\ \frac{(\Psi - 1)}{(1 + \Psi)} \end{cases}$$

$$\Psi = \frac{E_i \times t_i}{2 \times E_o \times t_o}$$

Nachweis der Schubspannung:

$$\tau_{0,\max} \leq \tau_{0,Rd} \text{ mit } \tau_{0,Rd} = \frac{\tau_{0,k}}{\gamma_m}$$

Berechnung der Zug-/Schälspannung

$$\sigma_{0,\max} = \tau_{0,\max} \times \left(\frac{3 \times E'_a \times (1 - \nu^2) \times t_o}{E_o \times t_a} \right)^{0,25}$$

$$\text{mit : } E'_a = \left(\frac{(1 - \nu_a)}{(1 + \nu_a) \times (1 - 2 \times \nu_a)} \right) \times E_a$$

Nachweis der Zug-/Schälspannung:

$$\sigma_{0,\max} \leq \sigma_{0,Rd}$$

$$\sigma_{0,\max} \leq \sigma_{Z,Rd}$$

mit:

$$\sigma_{0,Rd} = \frac{\sigma_{0,k}}{\gamma_m}$$

$$\sigma_{Z,Rd} = \frac{\sigma_{z,k}}{\gamma_m}$$

Maximale Verbindungsbeanspruchung (lange Überlappungen)

$$N_{Ru} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{2 \times \tau_p \times t_a \times \left(\frac{\gamma_e}{2} + \gamma_p \right) \times 2 \times E_i \times t_i \times \left(1 + \frac{E_i \times t_i}{2 \times E_o \times t_o} \right) \times d} \\ \sqrt{2 \times \tau_p \times t_a \times \left(\frac{\gamma_e}{2} + \gamma_p \right) \times 4 \times E_i \times t_i \times \left(1 + \frac{2 \times E_o \times t_o}{E_i \times t_i} \right) \times d} \end{array} \right.$$

Für den Fall des linear-elastischen-plastischen Klebstoff-Verformungsverhaltens ist die von der zweischnittligen Überlappung bis zum Klebeschichtbruch übertragbare Kraft pro Einheitsbreite der Klebung der kleinere Wert.

4.2.2.11.6 FE-Modellierung

Eine analytische Berechnung von einfach oder zweifach überlappenden Verbindungen ist schwierig, da es noch kein Rechenmodell gibt, das alle Faktoren einer Klebefuge berücksichtigt. Mit Hilfe eines FE-Modelles können die Ergebnisse der analytischen Berechnungen verglichen werden. Aber auch das FE-Modell liefert kein realitätsechtes Ergebnis, da die Eigenschaften des Klebers variieren.

4.2.2.12 Berechnung der Klebeverbindungen

4.2.2.12.1 Allgemeine Voraussetzungen

Querschnitte:

Betongurt:

$$E_1 = 35000 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\nu = 0,20 \text{ (Querdehnzahl)}$$

Glassteg:

$$E_2 = 70000 \text{ N/mm}^2$$

$$t_2 = 230 \text{ mm}$$

$$\nu = 0,23 \text{ (Querdehnzahl)}$$

Stahlgurt:

$$E_3 = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$t_3 = 15 \text{ mm}$$

$$\nu = 0,30 \text{ (Querdehnzahl)}$$

Klebefuge 1 und 2

$$G_k = 70 \text{ N/mm}^2 \text{ (Annahme z.B: SIKA Fast 5221 Kleber [I.3])}$$

$$t_k = 3 \text{ mm}$$

$$d = 50 \text{ mm}$$

$$l_{\bar{u}} = 4250 \text{ mm}$$

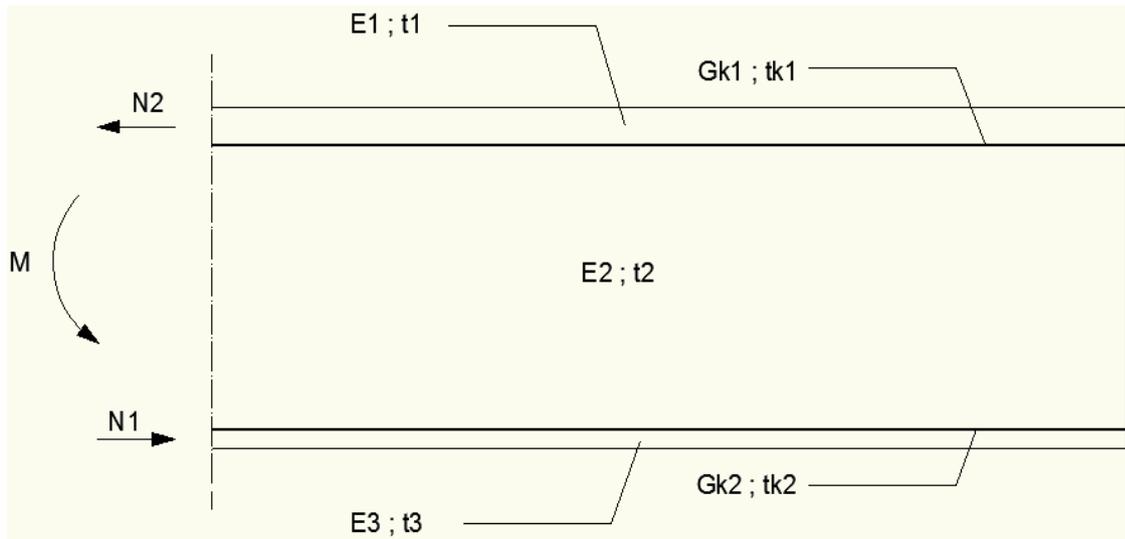


Abbildung 40: Anordnung der Klebefugen

4.2.2.12.2 Spannungsverteilung bei unendlich starren Fügeteilen mit elastischer Klebeschichtverformung

Fläche der Klebefuge:

$$A = l_{ij} \times d$$

$$A = 4250 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$$

$$A = 212500 \text{ mm}^2$$

Normalspannungen in der unteren Klebefuge:

Aus Spannungsermittlung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren

$$T' = 1,17 \text{ N/mm}^2$$

$$T'_B = 8 \text{ N/mm}^2 \text{ (Für Kleber z.B. SIKA 2K Mod. Acrylat)}$$

$$T'_B = F_{\max}/A$$

$$\rightarrow F_{\max} = T'_B \times A$$

$$F_{\max} = 8 \text{ N/mm}^2 \times 212500 \text{ mm}^2$$

$$F_{\max} = 1700000 \text{ N}$$

$$F_{\max} = 1700 \text{ kN (Bruchlast)}$$

Diese Bemessung wird nicht maßgebend, da die Spannungsspitzen, die zum Bruch einer Klebefuge führen können an den Endebereichen der Fügeteile liegen. Um diese zu ermitteln muss die Klebeschichtverformung berücksichtigt werden.

4.2.2.12.3 Spannungsverteilung bei elastischen Fügeteilen mit elastischer Klebeschichtverformung

Da die meisten Bemessungskonzepte auf einem doppelsymmetrischen Querschnitt basieren, wird der Verbundträger angepasst.

Der Obergurt besitzt nur ca. $(90/30) \times 0,16 = 0,48$ -fache Steifigkeit. Die Schubspannungen in der unteren Klebfuge werden dann mit einem Faktor von $(1,17 \times 2) / (1,17 + 0,81) = 1,18$ analog zu dem Ergebnis des starren Verbundes erhöht.

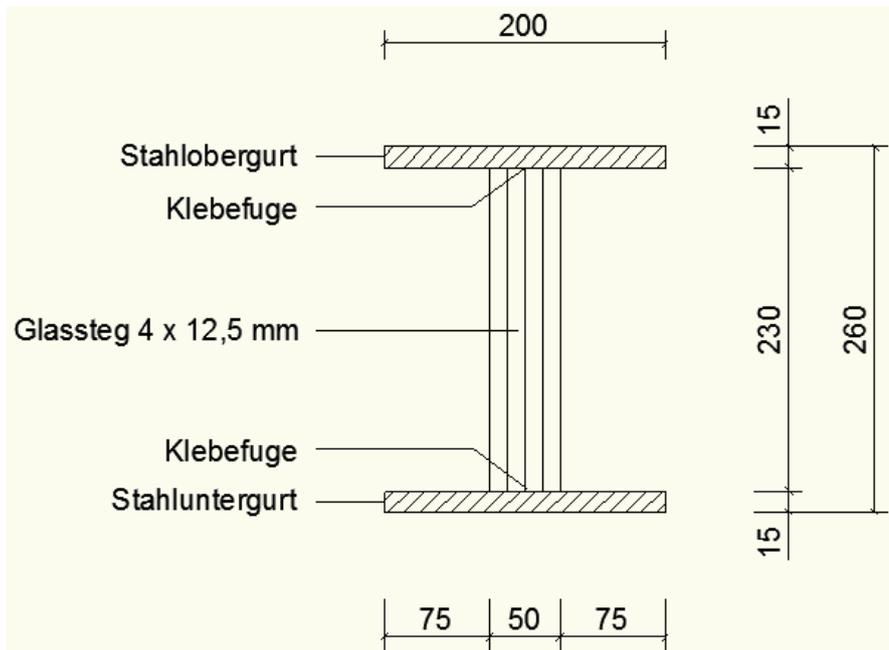


Abbildung 41: doppelsymmetrischer Querschnitt

Normalspannungen in den Flanschen:

$$N_1 = N_2 = N + M/z = 1,55 \text{ kN} + 15,77 \text{ kNm} / 0,245\text{m}$$

$$N_1 = N_2 = 66 \text{ kN}$$

$$66 \text{ kN} / 2 = 33 \text{ kN}$$

Bei den Berechnungen geht man von einem Schubmodul von 70 N/mm^2 aus.

1.1.1.1. Nach Volkersen

Das Modell von Volkersen geht von einer einfachen Überlappung aus. Um das Modell anwenden zu können, wird der Träger in der Mittelachse geteilt. Die symmetrischen Hälften können mit den Formeln der einschnittigen Überlappung berechnet werden.

Spannungsermittlung für Klebfuge zwischen Obergurt und Steg

Steifigkeitsverhältnis der Fügeile ψ für die obere Klebfuge:

$$\psi = E_1 \times t_1 / E_2 \times t_2$$

$$\psi = 210000 \times 15\text{mm} / 70000 \times 115\text{mm}$$

$$\psi = 0,3913$$

Klebekennzahl p für die obere Klebfuge:

$$\rho^2 = (1 + \psi) \times G_K \times I_u^2 / E_1 \times t_1 \times t_K$$

$$\rho^2 = (1 + 0,3913) \times 70 \times 4250^2 / 210000 \times 15 \times 3$$

$$\rho = 13,64$$

$$\rightarrow \rho > 5$$

Die mittlere Schubspannung:

$$\bar{\tau}_K = \frac{F_{10}}{I_{\bar{u}} \times b} = \frac{\sigma_{10} \times t_1}{I_{\bar{u}}}$$

$$\bar{\tau}_K = \frac{33000N}{4250 \times 50}$$

$$\bar{\tau}_K = 0,15N/mm^2$$

Spannungsspitze am Rand:

$$\frac{\tau_K}{\bar{\tau}_K} = \frac{\rho}{(1 + \psi)}$$

$$\frac{\tau_K}{\bar{\tau}_K} = \frac{13,64}{(1 + 0,3913)}$$

$$\frac{\tau_K}{\bar{\tau}_K} = 9,80$$

$$\rightarrow \tau_K = \bar{\tau}_K \times 9,80$$

$$\rightarrow \tau_K = 0,15 \times 9,80$$

$$\rightarrow \tau_K = 1,52N/mm^2$$

Erhöhungsfaktor:

$$E \times I \text{ des doppelsymmetrischen Querschnitts} = 2,25 \text{ kN/m}^2 \times 10^8$$

$$E \times I \text{ des Verbundträgers} = 1,76 \text{ kN/m}^2 \times 10^8$$

$$\rightarrow (2,25 / 1,76) = 1,278$$

Maximale rechnerische Schubspannung in der oberen Klebefuge:

$$\tau_{\max} = 1,52 \text{ N/mm}^2 \times 1,278$$

$$\tau_{\max} = 1,94 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsermittlung für Klebefuge zwischen Steg und Untergurt

Wegen der doppelten Symmetrie herrscht dieselbe Spannung.

Erhöhungsfaktor:

$$1,18 \times (2,25 / 1,76) = 1,508$$

Maximale rechnerische Schubspannung in der unteren Klebefuge:

$$\tau_{\max} = 1,52 \text{ N/mm}^2 \times 1,508$$

$$\tau_{\max} = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

4.2.2.12.4 Nach B. Völling (aus FOSTA-Bericht P740)

Das Modell nach Völling berechnet den elastischen Anteils der Klebefuge. Diese wird mit den Spannungen infolge Belastung überlagert. Auch dieses Modell wird am doppelsymmetrischen Träger durchgeführt.

Querschnittswerte:

$$A_1 = 30 \text{ cm}^3$$

$$I_1 = 1,5^3 \times 20/12 = 5,63 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = 30 \times 12,25 = 367,5 \text{ cm}^3$$

$$E_G = 7000 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_2 = 23^3 \times 5/12 = 5069 \text{ cm}^4$$

Hilfswerte nach Völling:

$$F_{22} = 2 \times \frac{21000}{7000} \times \left(5,63 + 30 \left(\frac{26 - 1,5}{2} \right)^2 \right) + \frac{7000}{7000} \times 5069 \text{ cm}^4$$

$$F_{22} = 32114 \text{ cm}^4$$

$$F_{24} = 2 \times \frac{21000}{7000} \times 367,5$$

$$F_{24} = 2205 \text{ cm}^3$$

$$F_{44} = 2 \times \frac{21000}{7000} \times 30$$

$$F_{44} = 180 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = 7000 \times 32114$$

$$a_2 = 2,25 \times 10^8 \text{ kNcm}^2$$

$$a_4 = 7000 \times \left(180 - \frac{2205^2}{32114} \right)$$

$$a_4 = 200207 \text{ kN}$$

b_4 = Faktor, in den der Schubmodul des Klebstoffs eingeht

$$G_k = 7,0 \text{ kN/cm}^2$$

h_k = Klebefugehöhe = 3 mm

b_k = Klebefugebreite = 5 cm

$$b_4 = \frac{2 \times 7 \times 5}{0,3} = 233,34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\xi_a = \frac{233,4 \text{ kN/cm}^2 \times 425^2}{200207} = 210,51$$

$$\omega_\varphi = \frac{12 \times \left(210,51 \times e^{\sqrt{210,51}} - 2 \times \sqrt{210,51} \times e^{\sqrt{210,51}} + 210,51 + 2 \times \sqrt{210,51} \right)}{210,51^2 \times \left(e^{\sqrt{210,51}} + 1 \right)}$$

$$\omega_\varphi = 0,049$$

Schubspannung in der Klebfuge:

$$\tau_k = G_K \times \omega_\varphi \times \frac{0,05 \times 425^3}{23 \times 200207} \times \frac{(32114 - 0,3 \times 2205) \times 2205}{0,3 \times 32114^2}$$

$$\tau_k = G_K \times \omega_\varphi \times 0,186$$

$$\tau_k = 7,0 \times 0,049 \times 0,186$$

$$\tau_k = 0,064 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

Maximale rechnerische Schubspannung in der oberen Klebfuge:

$$\tau_{\max} = 0,81 \text{ N/mm}^2 + 1,278 \times 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 1,63 \text{ N/mm}^2$$

Erhöhungsfaktor für die untere Fuge:

$$1,18 \times (2,25 / 1,76) = 1,508$$

Maximale rechnerische Schubspannung in der unteren Klebfuge:

$$\tau_{\max} = 1,17 \text{ N/mm}^2 + 1,508 \times 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

4.2.2.12.5 Nach Clarke

Das Modell nach Clarke basiert wie das Modell nach Völling auf einem doppelsymmetrischen Träger.

Die maximale Schubspannung im Klebstoff:

$$\tau_{0,\max} = \frac{\lambda \times P_k \times \gamma_f}{4} \times \left[\frac{\cosh(\lambda \times c)}{\sinh(\lambda \times c)} + \Omega \times \frac{\sinh(\lambda \times c)}{\cosh(\lambda \times c)} \right]$$

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{t_a} \times \left(\frac{1}{E_o \times t_o} + \frac{2}{E_i \times t_i} \right)$$

$$\lambda^2 = \frac{70}{3} \times \left(\frac{1}{210000 \times 15} + \frac{2}{70000 \times 230} \right)$$

$$\lambda^2 = 0,000010$$

$$\lambda = 0,003210$$

$$\lambda = 3,21 \text{ m}^{-1}$$

$$\Psi = \frac{E_i \times t_i}{2 \times E_o \times t_o}$$

$$\Psi = \frac{70000 \times 230}{2 \times 210000 \times 15}$$

$$\Psi = 2,56$$

$$\Omega = \max \begin{cases} \frac{(1 - \Psi)}{(1 + \Psi)} \\ \frac{(\Psi - 1)}{(1 + \Psi)} \end{cases} = \max \begin{cases} \frac{(1 - 2,56)}{(1 + 2,56)} \\ \frac{(2,56 - 1)}{(1 + 2,56)} \end{cases} = \max \begin{cases} -0,44 \\ +0,44 \end{cases}$$

$$\Omega = 0,44$$

$$\tau_{0,\max} = \frac{3,21 \times \left(\frac{66\text{kN}}{0,05\text{m}} \right)}{4} \times [1 + 0,44 \times 1]$$

$$\tau_{0,\max} = 1525\text{kN/m}^2$$

$$\tau_{0,\max} = 1,52\text{N/mm}^2$$

Maximale Schubspannungen in der oberen Klebefuge:

$$\tau_{0,\max,o} = 1,52\text{N/mm}^2 \times 1,278$$

$$\tau_{0,\max,o} = 1,95\text{N/mm}^2$$

Maximale Schubspannungen in der unteren Klebefuge:

$$\tau_{0,\max,u} = 1,52\text{N/mm}^2 \times 1,508$$

$$\tau_{0,\max,u} = 2,30\text{N/mm}^2$$

4.2.2.12.6 Nach FEM

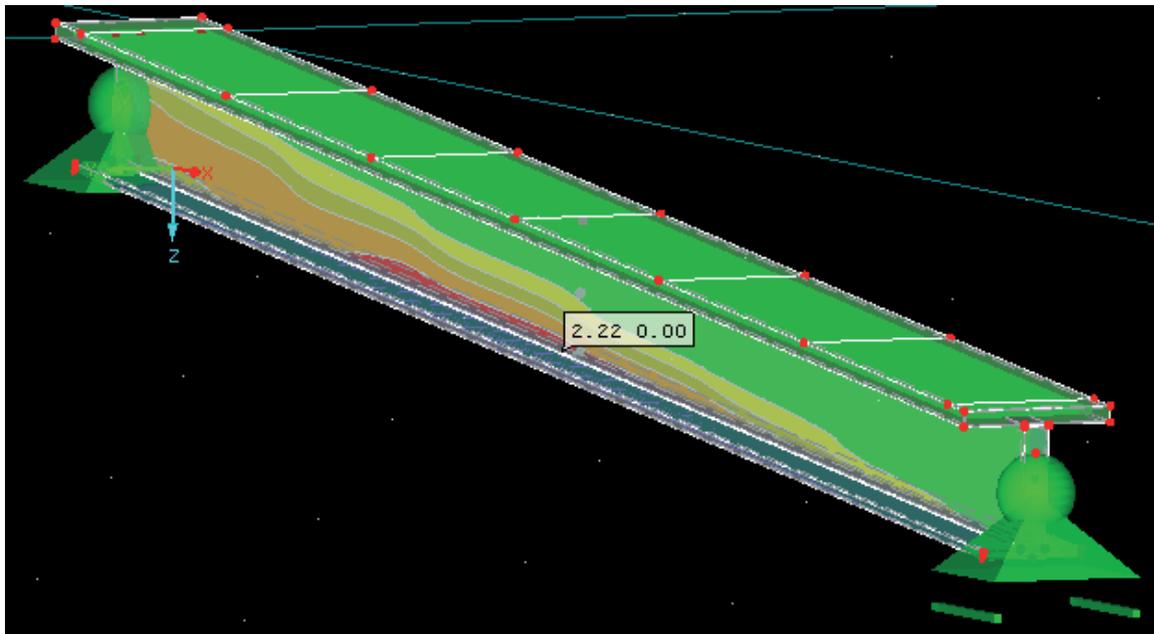


Abbildung 42: FEM Schubspannungsverteilung im Verbundträger

$$T_{\max} = 2,22 \text{ N/mm}^2$$

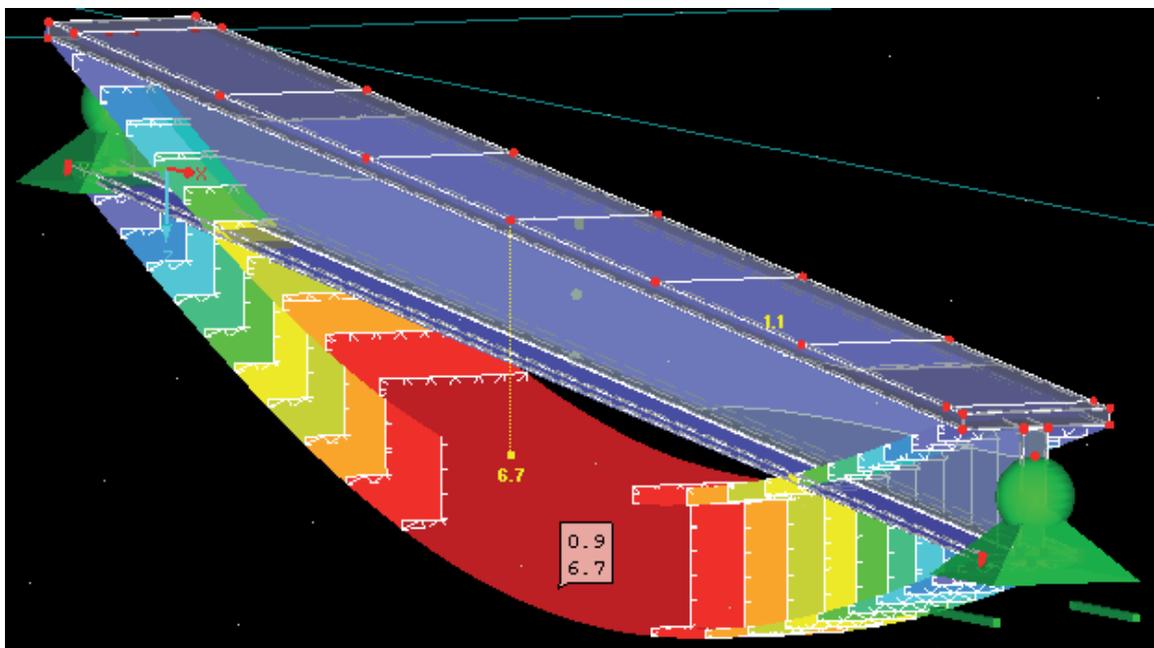


Abbildung 43: FEM Verformung Quelle

$$f = 6,7 \text{ mm}$$

Bei zweischneidigen Klebefugen entsteht an den Rändern die maximale Schubspannung. Die Modelle werden an zwei oder mehreren dünnen Füge­teilen mit einer Normalkraft beansprucht durchgeführt.

Beim Verbundträger bildet sich ein Moment infolge äußerer Beanspruchung, das in Feldmitte am größten ist. Folglich sind hier die Schubbeanspruchungen in der Klebefuge auch am größten.

4.2.2.12.7 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 9 Vergleich der Ergebnisse der Klebefugenspannungen

Modell	Obere Klebefuge	Untere Klebefuge
Volkers	1,94 N/mm ²	2,30 N/mm ²
Völling	1,63 N/mm ²	2,14 N/mm ²
Clarke	1,95 N/mm ²	2,30 N/mm ²
FEM	1,60 N/mm ²	2,22 N/mm ²

Bei den verschiedenen Rechenmodellen fällt auf, dass die Werte stark streuen. Die drei ersten Modelle wurden an einem angepassten doppelsymmetrischen Querschnitt durchgeführt und zum Schluss angepasst.

Das FE Modell wurde am Verbundträger bestehend aus den 3 verschiedenen Materialien durchgeführt. Mit diesen Werten wegen die Nachweise geführt.

Die Volkerse-Beziehung beschreibt die tatsächlichen Spannungsverhältnisse in einer Überlappungsklebung nicht vollständig. Sie ist jedoch anschaulich und sehr gut dazu geeignet, eine Vorstellung über die Spannungsverläufe zu bekommen und den Einfluss der wichtigsten Parameter zu diskutieren. Der Nachteil der Volkersen- und Clarke-Gleichung liegt darin, dass einerseits eine rein elastische Füge­teil- und Klebeschichtverformung und andererseits kein Auftreten eines Biegemoments vorausgesetzt wird. Der letztere Punkt setzt eine zentrische Krafteinleitung voraus, die bei einschnittig überlappten Klebungen nicht gegeben ist.

Würde man den Schubmodul des Klebers bei den beiden Modellen erhöhen, so würde die max. Scherbeanspruchung linear ansteigen. Dies ist nicht der Fall, da sich der Klebe nach dem elastisch-elastischen in den elastisch-plastischen Bereich begibt indem der Kleber keine weitere Spannungen mehr aufnimmt, sondern nur noch fließt. Dieses Fließen wird bei dem Modell nach Volkers und Clarke nicht berücksichtigt, sodass das plastische Verhalten es erlaubt, die sich bei einer Belastung anfänglich elastisch einstellenden hohen Spannungsspitzen bei höheren Belastungen abzubauen und in den niedrig belasteten Mittelbereich der Klebung umzulagern, d.h. die Schubspannungsverteilung über der Kleblänge zu vergleichmässigen. Diese Spannungsumlagerung ist möglich, da die Klebeverbindung statisch unbestimmt ist [9].

Auswahl des Klebers

Dauerstandsfester Klebstoff im Innenraum:

Festigkeit ohne Vorschädigung

$$\max \tau > \gamma_M \times \max \tau$$

$$\max \tau > 3,0 \times 2,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \tau > 6,66 \text{ N/mm}^2$$

Festigkeit nach Alterung:

$$\max \tau > 3,33 \text{ N/mm}^2$$

Die Festigkeit des Klebers ist stark von der Vorbehandlung der Füge­teile abhängig. Wurden diese nicht ordnungsgemäss gesäubert, kann die rechnerische Festigkeit nicht erreicht werden. Deswegen wird ein Sicherheitsfaktor von 3,0 angesetzt.

Für den Nachweis der Klebeverbindung werden die Festigkeiten des SikaFast 5221 2 Komponenten Acrylat Kleber angenommen.

Nachweis der Schubspannung:

$$\tau_{0,\max} \leq \tau_{0,\text{Rd}}$$

$$\text{mit } \tau_{0,\text{Rd}} = \frac{\tau_{0,\text{k}}}{\gamma_m} = \frac{8 \text{ N/mm}^2}{3,0} = 2,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{0,\max} \leq \tau_{0,\text{Rd}}$$

$$2,22 \text{ N/mm}^2 \leq 2,66 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis der Zug-/Schälspannung:

$$\sigma_{0,\max} \leq \sigma_{0,\text{Rd}}$$

mit

$$\sigma_{0,\text{Rd}} = \frac{\sigma_{0,\text{k}}}{\gamma_m} = \frac{10 \text{ N/mm}^2}{3,0} = 3,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{0,\max} = 0,94 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{0,\text{Rd}} = 3,33 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung Zug-Schälspannung:

$$\sigma_{0,\max} = \tau_{0,\max} \times \left(\frac{3 \times E'_a \times (1 - \nu^2) \times t_0}{E_0 \times t_a} \right)^{0,25}$$

$$\sigma_{0,\max} = 2,33 \times \left(\frac{3 \times 1605 \times (1 - 0,30^2) \times 15}{210000 \times 3} \right)^{0,25}$$

$$\sigma_{0,\max} = 0,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{mit } E'_a = \left(\frac{(1 - \nu_a)}{(1 + \nu_a) \times (1 - 2 \times \nu_a)} \right) \times E_a$$

$$E'_a = \left(\frac{(1 - 0,35)}{(1 + 0,35) \times (1 - 2 \times 0,35)} \right) \times 1000$$

$$E'_a = 1605 \text{ N/mm}^2$$

4.3 Position 3

4.3.1 Baustoffe

Beton C30/37 mit: $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
 Betonstahl BST 500 S(B) hochduktil mit: $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

4.3.2 Betondeckung:

Annahme:

Längsbewehrung $d_{s1} < 10 \text{ mm}$
 Querbewehrung $d_{sw} < 8 \text{ mm}$

Aus DIN 1045-1, Tab 4., Zeile 1

Für die Expositionsklasse XC1: $c_{min} > 10 \text{ mm}$, $\Delta c = 10 \text{ mm}$

Einhaltung der Verbundbedingung: $c_{min} > d_s$

$$c_{nom,w} = c_{min} + \Delta c = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom,1} = c_{min} + \Delta c = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Gewählt: $c_{nom,w} = 20 \text{ mm}$

Vorhandene statische Höhe d

$$d = h - c_{nom} - d_{s,w} - 0,5 \times d_{s,l} = 15 - 2 - 0,8 - 0,5 \times 1,0 = 11,7 \text{ cm}$$

4.3.3 Konstruktive Regeln nach DIN 1045-1 für Stahlbetonwände

Die vertikale Bewehrung von Stahlbetonwänden muss zwischen den Bewehrungsgraden $0,0015 \times A_c$ und $0,04 \times A_c$ liegen, wobei die Bewehrung im Allgemeinen auf die Wandaußenseite gleich verteilt werden soll. Für alle Wände, für die $N_{Ed} > 0,3 \times f_{cd} \times A_c$ erfüllt ist, steigt der Mindestbewehrungsgrad auf $0,003 \times A_c$.

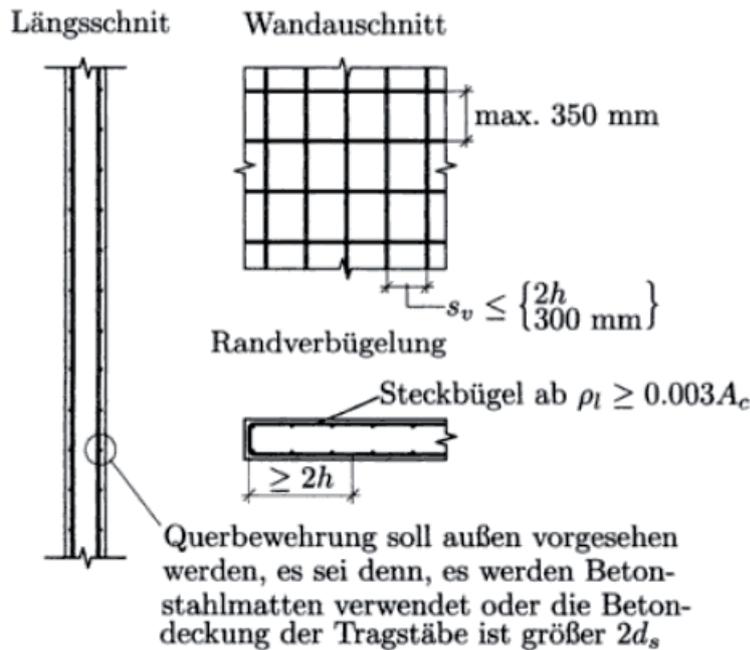


Abbildung 44: Konstruktive Regel nach DIN 1045-1

Um vertikale Risse zu vermeiden, soll die Querbewehrung in Stahlbetonwänden mindestens 20% der vertikalen Bewehrung betragen, dieser Wert erhöht sich in aussteifenden, schlanken und hoch belasteten Wänden ($N_{Ed} > 0,3 \times f_{cd} \times A_c$) auf 50%. Der Stabdurchmesser der Querbewehrung sollte mindestens ein Viertel des Durchmessers der Längsstäbe betragen. Die Querbewehrungsstäbe sollen in Stahlbetonwänden zur Sicherung der Längsbewehrung gegen Ausknicken außen angeordnet werden, ab einem Bewehrungsgrad von $0,02 \times A_c$ sind die Regelungen zur Verbügelung von Stützen einzuhalten.

Freie Ränder von Wänden und Wandecken erhalten zusätzlich zur Hauptbewehrung mindestens 1 Stab in den Ecken. Diese sind durch Steckbügel zu sichern. Bei freien Wandecken wird eine Sicherung durch Steckbügel bei einer Bewehrung $a_s > 0,003 a_c$ erforderlich. Zur Stabilisierung des Bewehrungsnetzes werden pro m^2 4 S-Haken angeordnet. Position 3.1.

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.1. sind:

$$N_{Ed} = -42,02 \text{ kN}$$

$$Q_{Ed} = 6,88 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -19,27 \text{ kNm}$$

4.3.4 Berechnung nach dem Modellstützenverfahren

Ersatzstablänge:

$$\beta_k = 2,0 \text{ (Eulerfall 1)}$$

$$l_o = \beta_k \times l$$

$$l_o = 2 \times 4,75 \text{ m}$$

$$l_o = 9,50 \text{ m}$$

Schlankheit λ

$$\lambda = l_o / i$$

$$\lambda = l_o \times \sqrt{12} / h$$

$$\lambda = 950 \text{ cm} \times \sqrt{12/15} \text{ cm}$$

$$\lambda = 219$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd})$$

$$v_{Ed} = -0,04202 / (1 \times 0,15 \times 17 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_{Ed} = -0,016$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{v_{Ed}}$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{0,016}$$

$$\lambda_{crit} = 126$$

$$\lambda = 219 > \lambda_{crit} = 126$$

Die Wand ist auf Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu untersuchen.

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

Ausmitte nach Theorie I. Ordnung

$$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$e_0 = -19,27 \text{ kNm} / -42,02 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,459 \text{ m}$$

$$e_a = \alpha_{a1} \times l_0 / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{l_w}) \times l_0 / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{4,75}) \times 9,45 / 2$$

$$e_a = 0,02168 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times (1/r) \times l_0^2$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times 2 \times K_2 \times \varepsilon_{yd} / (0,9 \times d) \times l_0^2$$

$$\text{mit: } K_1 = 1 \text{ für } \lambda > 35$$

$$K_2 = 1, \text{ da } N_{Ed} < N_{bal}$$

$$d = 11,7 \text{ cm}$$

Grenzträgfähigkeit bei größter Momententragfähigkeit:

$$N_{bal} = -0,4 \times f_{cd} \times A_c$$

$$N_{bal} = -0,4 \times 17 \times 1 \times 0,15$$

$$N_{bal} = -1,02 \text{ MN} \rightarrow 1020 \text{ kN}$$

Bewehrungsdehnung an der Streckgrenze des Betonstahls:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\varepsilon_{yd} = 435 / 200000$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,175 \times 10^{-3}$$

$$e_2 = 368,91 \text{ mm}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_{tot} = 0,459 + 0,02168 + 0,369$$

$$e_{\text{tot}} = 0,850 \text{ m}$$

Abstand d_1 der Bewehrung vom Querschnittsrand:

$$d_1 = c_{\text{nom,w}} + d_{\text{s,w}} + 0,5 \times d_{\text{s,1}}$$

$$d_1 = 0,020 \text{ m} + 0,008 + 0,5 \times 0,010$$

$$d_1 = 0,033 \text{ m}$$

Eingangswerte für die Bemessung mittels Interaktionsdiagramm

$$d_1/h = 0,033 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 0,22 \rightarrow 0,25$$

$$N_{\text{Ed}} = - 42,02 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Ed}}^{\text{II}} = 42,02 \times 0,850$$

$$M_{\text{Ed}}^{\text{II}} = 35,72 \text{ kNm/m}$$

$$v_{\text{Ed}} = N_{\text{Ed}} / (h \times f_{\text{cd}})$$

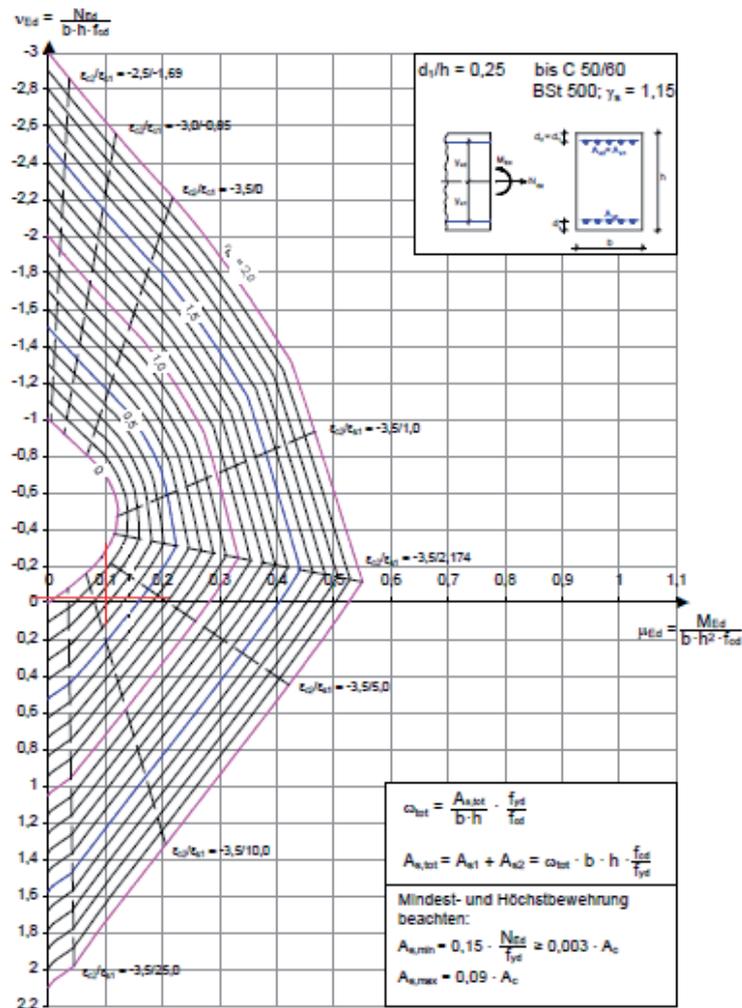
$$v_{\text{Ed}} = - 0,042 \text{ MN/m} / (0,15 \text{ m} \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$v_{\text{Ed}} = - 0,016$$

$$\mu_{\text{Ed}} = M_{\text{Ed}} / (h^2 \times f_{\text{cd}})$$

$$\mu_{\text{Ed}} = 0,036 \text{ MNm/m} / (0,15^2 \text{ m}^2 \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$\mu_{\text{Ed}} = 0,092$$



Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt
Beton C 12/15 bis C 50/60; $d_f/h = 0,25$; BSt 500; $\gamma_s = 1,15$

Abbildung 45: Interaktionsdiagramm [1]

erf. Längsbewehrung

ablesen aus Interaktionsdiagramm $\rightarrow \omega_{tot} = 0,25$

$$a_{s,tot} = \omega_{tot} \times (h \times f_{cd}) / f_{yd}$$

$$a_{s,tot} = 0,25 (15 \text{ cm} \times 17 \text{ MN/m}^2) / 435 \text{ MN/m}^2 \times 10^2$$

$$a_{s,tot} = \mathbf{14,65 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

erf. Mindestbewehrung:

Überprüfung: $N_{ed}/a_c > 0,3 \times f_{cd}$

$$0,042/0,15 = 0,28 \text{ MN/m}^2 > 0,3 \times 17 = 5,10 \text{ MN/m}^2$$

$$\rightarrow a_{s1,min} > 0,0015 \times a_c = 0,0015 \times h \times 100 = 0,0015 \times h = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

erf. Querbewehrung

$$a_{sw,min} > 0,2 \times a_{s,tot} = 0,2 \times 14,65 = \mathbf{2,93 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Randverbügelung:

$$\text{Steckbügel ab } a_s > 0,003 \times A_c$$

$$a_s = 14,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s = 14,65 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,003 \times (100 \times 15)$$

$$a_s = 14,65 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steckbügel erforderlich!

4.3.5 Berechnung nach dem ω -Verfahren

Biegenachweis

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_1$$

$$M_{Eds} = -19,27 \text{ kNm} - (-42,02 \text{ kN} \times 0,05\text{m})$$

$$M_{Eds} = -17,17 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

mit: $M_{Eds} = -17,17 \text{ kNm}$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 0,5 \times 1,0 \text{ cm} = 11,7 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)}$$

$$\mu_{Eds} = 0,073 \rightarrow \omega = 0,077 \text{ (interpoliert)}$$

$$A_s = \omega \times (b \times d / (f_{yd} / f_{cd})) + N_{ed} / f_{yd}$$

mit:

$$\omega = 0,077$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 25,6$$

$$N_{ed} = -42,02 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbiegebewehrung:

$$M_{cr} = (f_{ctm} \times b \times d^2) / 6$$

mit:

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 10,88 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } a_s = M_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\text{Min } a_s = 10,88 / (500 \times 0,9 \times 0,117)$$

$$\text{Min } a_s = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftnachweis

$$V_{Rd,ct} = [0,15 / \gamma_c \times \kappa \times \eta \times (100 \times g_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}] \times b \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/117)^{1/2} = 2,30 < 2,0$$

$$\eta = 1,0 \text{ (Normalbeton)}$$

$$g_l = A_{sw} / (b \times d) = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} / (100 \times 11,7) = 0,0028 < 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b = 1,0$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 47,92 \text{ kN} > V_{Ed} = 6,88 \text{ kN} \rightarrow \text{Keine Querkraftbewehrung erforderlich!}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

Min a_{sw} soll 20% der Längsbewehrung sein:

$$\text{Min } a_{sw} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,20$$

$$\text{Min } a_{sw} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.3.6 Berechnung nach FE-Methode

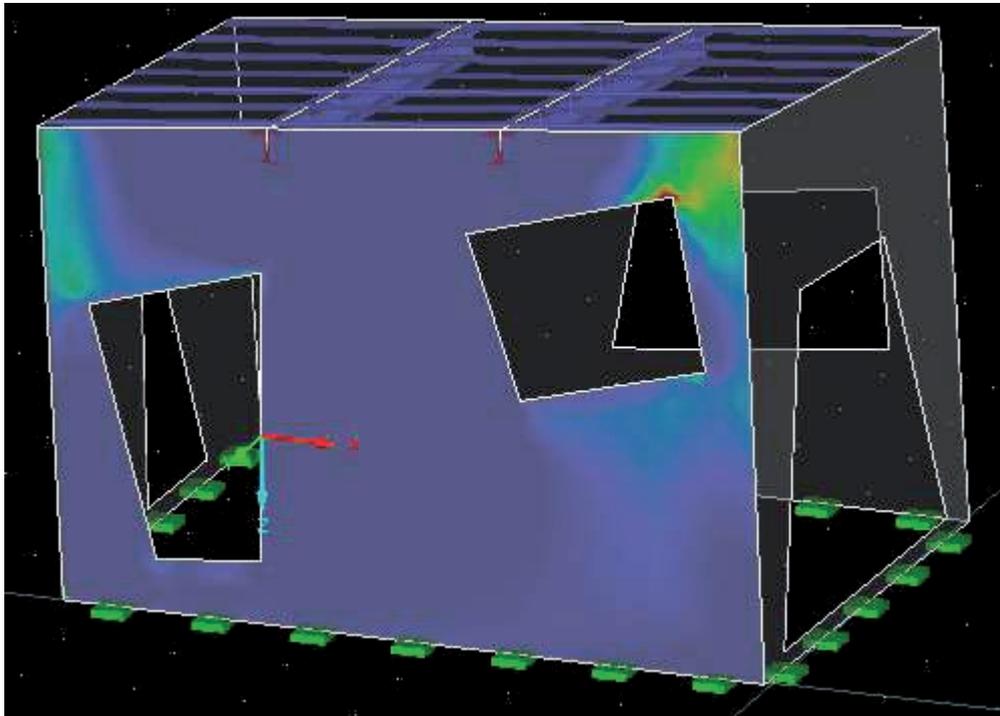


Abbildung 46: FE-Modell Position 3.1

$$a_{s1,oben} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,oben} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.3.7 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 10 Vergleich der Bewehrungsberechnung

	Modellstützenverfahren	ω -Verfahren	FEM
Längsbewehrung	7,33 cm ² /m	2,55 cm ² /m	1,47 cm ² /m
Querbewehrung	1,47 cm ² /m	0,51 cm ² /m	0,69 cm ² /m

Die Längsbewehrungsmenge bezieht sich auf eine Bauteilseite. Die Querbewehrung ist immer abhängig von der Längsbewehrung.

Modellstützenverfahren: Da für den bezogene Randabstand $d/h = 0,22$ kein Interaktionsdiagramm existiert, wurde das nächst darüberliegend Diagramm verwendet ($d/h = 0,25$). Der Randabstand wird damit überschätzt. Es wäre etwas weniger Bewehrung erforderlich. Zwar wird beim diesem Verfahren die Theorie II. Ordnung berücksichtigt, aber es wird davon ausgegangen, dass die berechnete Bewehrung symmetrisch im Querschnitt aufgeteilt wird. Eine Druckbewehrung ist aber in diesem Fall unwirtschaftlich, da $\mu_{Eds} = 0,072 < \mu_{Eds,lim} = 0,296$ (Aus Berechnung ω -Verfahren).

Die Aussparungen werden nicht berücksichtigt, damit ist das Eigengewicht höher. Folglich werden die Schnittgrößen größer, was wiederum zu einem höheren Bewehrungsgrad führt..

ω -Verfahren: Es wird nur die Theorie I. Ordnung berücksichtigt. Auch hier werden die Aussparungen nicht berücksichtigt. Das Ergebnis wurde auf einem Meter Wandbreite bezogen.

FE-Modell: Es wird die Membranwirkung der Außenwände und die Aussparungen berücksichtigt. Dieses Modell bildet die Realität am besten ab.

4.3.8 Gewählte Bewehrung

Da die Membranwirkung, die beim FE-Modell zu günstigen Schnittgrößen führt beim Bauzustand noch nicht vorhanden ist, wird die maßgebende Bewehrung auf die ω -Verfahren Berechnung ausgelegt.

Zugseite eine Matte: **Q275A**

Längs: 2,75 cm²/m > 2,55 cm²/m

Quer: 2,75 cm²/m > 0,51 cm²/m

Druckseite Konstruktiv eine Matte **Q275A** (siehe GZG Kapitel 6.2)

Überlappungslänge der Matten $I_s = 26 \text{ cm}$ (Lagermatte)

Im Randbereich und an den Aussparungen, Stabbewehrung $\varnothing 12$

4 Bügel pro m²

Steckbügel $\varnothing 8 - 25 \text{ cm}$; (Anforderung Philipp Power Duo System) $L = 0,71 \text{ m}$

Anker für Befestigung an den Kran:

Gewicht des größten Bauteils

$$G = (5,248 \times 2,78 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 54,75 \text{ kN}$$

Gewicht pro Hacken:

$$G = 54,75 \text{ kN} / 2$$

$$G = 27,38 \text{ kN}$$

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Stockanker

Typ 30, zul. Belastung $F_z = 40 \text{ kN}$ pro Hülse

2 Stockanker für Bauteil 1 und 3; 1 Stockanker für Bauteil 2

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Power Duo System

Die Tiefe Schiene auf den Beiden Seiten von Bauteil 1 und 3

Die Flache Schiene auf den Beiden Seiten von Bauteil 2

4.4 Position 3.2.

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.2. sind:

$$N_{Ed} = -39,20 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4,07 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -11,96 \text{ kNm}$$

4.4.1 Berechnung nach dem Modellstützenverfahren

Ersatzstablänge:

$$\beta_k = 2,0 \text{ (Eulerfall 1)}$$

$$l_o = \beta_k \times l$$

$$l_o = 2 \times 4,23 \text{ m}$$

$$l_o = 8,46 \text{ m}$$

Schlankheit λ

$$\lambda = l_o / i$$

$$\lambda = l_o \times \sqrt{12} / h$$

$$\lambda = 846 \text{ cm} \times \sqrt{12} / 15 \text{ cm}$$

$$\lambda = 195$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd})$$

$$v_{Ed} = -0,03920 / (1 \times 0,15 \times 17 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_{Ed} = -0,015$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{v_{Ed}}$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{0,015}$$

$$\lambda_{crit} = 131$$

$$\lambda = 195 > \lambda_{crit} = 131$$

Die Wand ist auf Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu untersuchen.

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

Ausmitte nach Theorie I. Ordnung

$$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$e_0 = -11,96 \text{ kNm} / -39,20 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,3051 \text{ m}$$

$$e_a = \alpha_{a1} \times l_0 / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{l_w}) \times l_0 / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{4,23}) \times 8,46 / 2$$

$$e_a = 0,0206 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times (1/r) \times l_0^2$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times 2 \times K_2 \times \varepsilon_{yd} / (0,9 \times d) \times l_0^2$$

mit:

$$K_1 = 1 \text{ für } \lambda > 35$$

$$K_2 = 1, \text{ da } N_{Ed} < N_{bal}$$

$$d = 11,7 \text{ cm}$$

Grenztragfähigkeit bei größter Momententragfähigkeit:

$$N_{bal} = -0,4 \times f_{cd} \times A_c$$

$$N_{bal} = -0,4 \times 17 \times 1 \times 0,15$$

$$N_{bal} = -1,02 \text{ MN} \rightarrow 1020 \text{ kN}$$

Bewehrungsdehnung an der Streckgrenze des Betonstahls:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\varepsilon_{yd} = 435 / 200000$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,175 \times 10^{-3}$$

$$e_2 = 295,67 \text{ mm}$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_{\text{tot}} = 0,305 + 0,0206 + 0,296$$

$$e_{\text{tot}} = 0,621 \text{ m}$$

Abstand d_1 der Bewehrung vom Querschnittsrand:

$$d_1 = c_{\text{nom,w}} + d_{s,w} + 0,5 \times d_{s,1}$$

$$d_1 = 0,020 \text{ m} + 0,008 + 0,5 \times 0,010$$

$$d_1 = 0,033 \text{ m}$$

Eingangswerte für die Bemessung mittels Interaktionsdiagramm

$$d_1/h = 0,033 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 0,22 \rightarrow 0,25$$

$$N_{Ed} = - 39,20 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed}^I = 39,20 \times 0,621$$

$$M_{Ed}^{II} = 24,34 \text{ kNm/m}$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (h \times f_{cd})$$

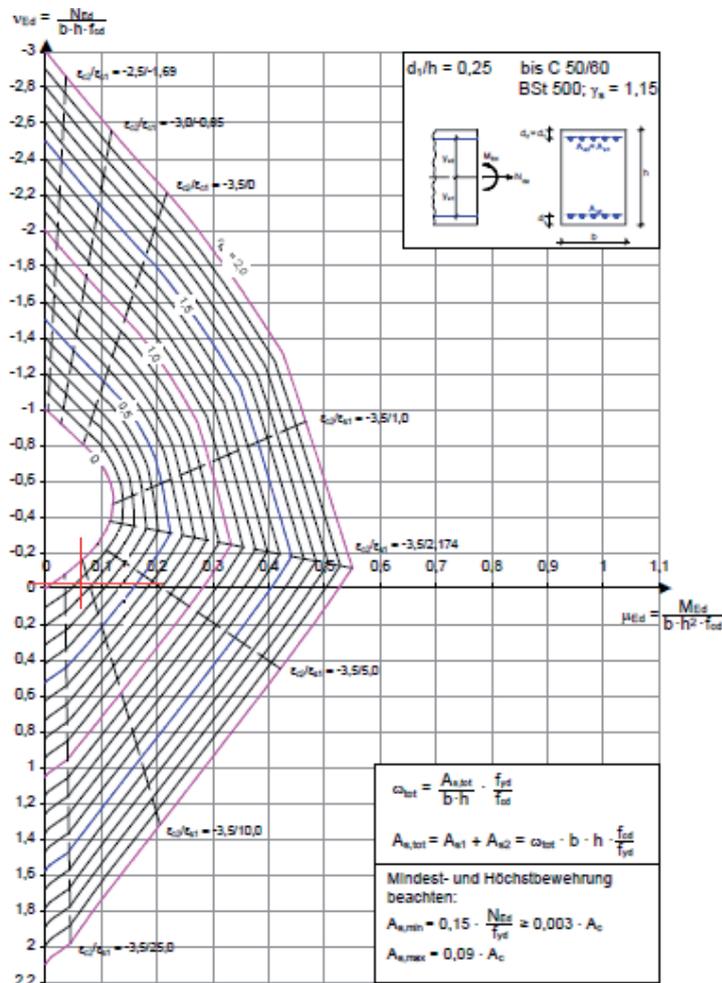
$$v_{Ed} = - 0,0392 \text{ MN/m} / (0,15\text{m} \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$v_{Ed} = - 0,015$$

$$\mu_{Ed} = M_{Ed}^I / (h^2 \times f_{cd})$$

$$\mu_{Ed} = 0,02434 \text{ MNm/m} / (0,15^2\text{m}^2 \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$\mu_{Ed} = 0,063$$



Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt
 Beton C 12/15 bis C 50/60; $d_s/h = 0,25$; BSt 500; $\gamma_s = 1,15$

Abbildung 47: Interaktionsdiagramm [1]

erf. Längsbewehrung

ablesen aus Interaktionsdiagramm $\rightarrow \omega_{tot} = 0,15$

$$a_{s,tot} = \omega_{tot} \times (h \times f_{cd}) / f_{yd}$$

$$a_{s,tot} = 0,15 (15 \text{ cm} \times 17 \text{ MN/m}^2) / 435 \text{ MN/m}^2 \times 10^2$$

$$a_{s,tot} = \mathbf{8,80 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

erf. Mindestbewehrung:

Überprüfung:

$$N_{ed}/a_c > 0,3 \times f_{cd}$$

$$0,0392/0,15 = 0,26 \text{ MN/m}^2 > 0,3 \times 17 = 5,10 \text{ MN/m}^2$$

$$\rightarrow a_{s1,min} > 0,0015 \times a_c = 0,0015 \times h \times 100 = 0,0015 \times h = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} > 0,2 \times a_{s,tot} = 0,2 \times 8,80 = \mathbf{1,76 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Randverbügelung:

Steckbügel ab $a_s > 0,003 \times A_c$

$$a_s = 8,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s = 8,80 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,003 \times (100 \times 15)$$

$$a_s = 8,80 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steckbügel erforderlich!

4.4.2 Berechnung nach dem ω -Verfahren

Biegenachweis

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_1$$

$$M_{Eds} = -11,96 \text{ kNm} - (-39,20 \text{ kN} \times 0,05\text{m})$$

$$M_{Eds} = -10 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

mit:

$$M_{Eds} = -10 \text{ kNm}$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 0,5 \times 1,0 \text{ cm} = 11,7 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)}$$

$$\mu_{Eds} = 0,043 \rightarrow \omega = 0,0413 \text{ (interpoliert)}$$

$$A_s = \omega \times (b \times d / (f_{yd} / f_{cd})) + N_{ed} / f_{yd}$$

mit:

$$\omega = 0,0413$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 25,6$$

$$N_{ed} = -39,20 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbiegebewehrung:

$$M_{cr} = (f_{ctm} \times b \times d^2) / 6$$

mit:

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 10,88 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } a_s = M_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\text{Min } a_s = 10,88 / (500 \times 0,9 \times 0,117)$$

$$\text{Min } a_s = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftnachweis

$$V_{Rd,ct} = [0,15 / \gamma_c \times \kappa \times \eta \times (100 \times g_i \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}] \times b \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/117)^{1/2} = 2,30 < 2,0$$

$$\eta = 1,0 \text{ (Normalbeton)}$$

$$g_i = A_s / (b \times d) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} / (100 \times 11,7) = 0,0016 < 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b = 1,0$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 39,52 \text{ kN} > V_{Ed} = 4,07 \text{ kN} \rightarrow \text{Keine Querkraftbewehrung erforderlich!}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

Min a_{sw} soll 20% der Längsbewehrung sein:

$$\text{Min } a_{sw} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,20$$

$$\text{Min } a_{sw} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.4.3 Berechnung nach FEM

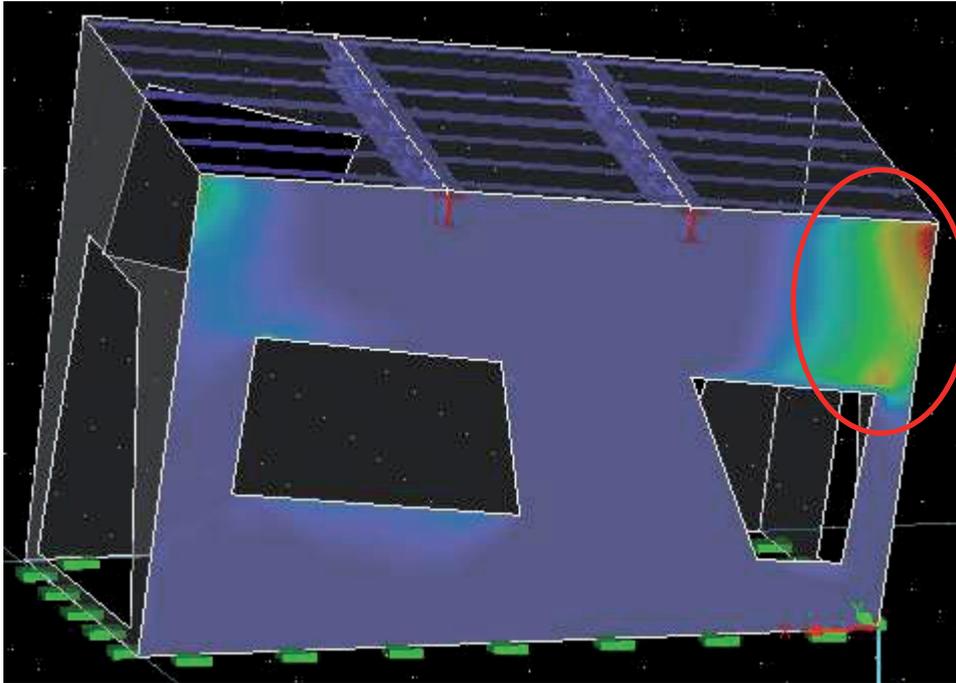


Abbildung 48: FE-Modell Position 3.2

$$a_{s1,oben} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,oben} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ im hinterem Randbereich}$$

$$a_{s2,unten} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.4.4 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 11 Vergleich der Bewehrungsberechnung

	Modellstützenverfahren	ω -Verfahren	FEM
Längsbewehrung	4,40 cm ² /m	0,99 cm ² /m	1,37 cm ² /m
Querbewehrung	1,76 cm ² /m	0,20 cm ² /m	0,69 cm ² /m

Allgemeiner Vergleich der Bewehrungsmenge, siehe Position 3.1 „Vergleich der Ergebnisse“. Bei der Position 3.2 fällt auf, dass bei der FE Modellierung im rechten oberen Zugbereich der Außenwand die Bewehrungsmenge erhöht werden muss. Dies ist dadurch bedingt, dass die Lasten vom 6 Grad geneigtem Flachdach in diesem Bereich abgetragen werden müssen. Im ersten Fertigteil (Bauteil Nummer 4) befindet sich eine große Aussparung. Wenn man dieses Fertigteil mit einem Kran anheben würde, würde das Fertigteil versagen. Der reduzierte Querschnitt würde das resultierende Moment nicht aufnehmen können. Um dies zu vermeiden wird am rechten Rand des Fertigteils zusätzlich Längsbewehrung eingelegt, die die Last gleichmäßiger über die Fertigteilplatte verteilt. Diese Bewehrung wird später nach dem Einbau des Fertigteils aus der Aussparung geschnitten.

4.4.5 Gewählte Bewehrung

Zugseite eine Matte: **Q257A** (siehe GZG Kapitel 6.2)

Längs: $2,57 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Quer: $2,57 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,30 \text{ cm}^2/\text{m}$

Druckseite Konstruktiv eine Matte **Q257A** (siehe GZG)

Überlappungslänge der Matten $I_s = 26 \text{ cm}$ (Lagermattenprogramm)

Im Randbereich und an den Aussparungen, Stabbewehrung $\varnothing 12$

4 Bügel pro m^2

Steckbügel $\varnothing 8 - 25 \text{ cm}$; (Anforderung Philipp Power Duo System) $L = 0,71 \text{ m}$

Zusatzbewehrung wegen der Aussparung: (Bauteil Nummer 4)

Am Rand befinden sich zwei Längsbewehrung $\varnothing 12$. Diese werden von oben bis unten über eine Länge von 4,32 m verlegt. Streckgrenze des Stahls: 235 N/mm^2

Gewicht der Platte unter der Aussparung:

$$G = (2,795 \times 1,55 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 16,25 \text{ kN}$$

Aufzunehmene Last pro Seite:

$$G = 16,25 \text{ kN} / 2$$

$$G = 8,13 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis:

$$\sigma = \text{N/A}$$

$$\sigma = 8130\text{N} / (113,09 \text{ mm}^2 \times 2)$$

$$\sigma = 35,95 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Anker für Befestigung an den Kran:

Gewicht des größten Bauteils

$$G = (4,722 \times 2,78 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 50 \text{ kN}$$

Gewicht pro Haken:

$$G = 50 \text{ kN} / 2$$

$$G = 25 \text{ kN}$$

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Stockanker

Typ 30, zul. Belastung $F_z = 40 \text{ kN}$ pro Hülse

2 Stockanker für Bauteil 4 und 6; 1 Stockanker für Bauteil 5

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Power Duo System

Die Tiefe Schiene auf den Beiden Seiten von Bauteil 4 und 6

Die Flache Schiene auf den Beiden Seiten von Bauteil 5

4.5 Position 3.3.

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.3. sind:

$$N_{Ed} = -28,38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5,26 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -14,05 \text{ kNm}$$

4.5.1 Berechnung nach dem Modellstützenverfahren

Ersatzstablänge:

$$\beta_k = 2,0 \text{ (Eulerfall 1)}$$

$$l_o = \beta_k \times l$$

$$l_o = 2 \times 4,75 \text{ m}$$

$$l_o = 9,50 \text{ m}$$

Schlankheit λ

$$\lambda = l_o / i$$

$$\lambda = l_o \times \sqrt{12} / h$$

$$\lambda = 950 \text{ cm} \times \sqrt{12} / 15 \text{ cm}$$

$$\lambda = 219$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd})$$

$$v_{Ed} = -0,0284 / (1 \times 0,15 \times 17 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_{Ed} = -0,012$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{v_{Ed}}$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{0,017}$$

$$\lambda_{crit} = 146$$

$$\lambda = 219 > \lambda_{crit} = 146$$

Die Wand ist auf Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu untersuchen.

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

Ausmitte nach Theorie I. Ordnung

$$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$e_0 = -14,05 \text{ kNm} / -28,38 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,495 \text{ m}$$

$$e_a = \alpha_{a1} \times l_o / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{l_w}) \times l_o / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{4,75}) \times 9,45 / 2$$

$$e_a = 0,02168 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times (1/r) \times l_o^2$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times 2 \times K_2 \times \varepsilon_{yd} / (0,9 \times d) \times l_o^2$$

mit

$$K_1 = 1 \text{ für } \lambda > 35$$

$$K_2 = 1, \text{ da } N_{Ed} < N_{bal}$$

$$d = 11,8 \text{ cm}$$

Grenzträgfähigkeit bei größter Momententragfähigkeit:

$$N_{bal} = -0,4 \times f_{cd} \times A_c$$

$$N_{bal} = -0,4 \times 17 \times 1 \times 0,15$$

$$N_{bal} = -1,02 \text{ MN} \rightarrow 1020 \text{ kN}$$

Bewehrungsdehnung an der Streckgrenze des Betonstahls:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\varepsilon_{yd} = 435 / 200000$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,175 \times 10^{-3}$$

$$e_2 = 365,78 \text{ mm}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_{tot} = 0,495 + 0,02168 + 0,366$$

$$e_{tot} = 0,883 \text{ m}$$

Abstand d_1 der Bewehrung vom Querschnittsrand:

$$d_1 = c_{nom,w} + d_{s,w} + 0,5 \times d_{s,1}$$

$$d_1 = 0,020 \text{ m} + 0,008 + 0,5 \times 0,008$$

$$d_1 = 0,032 \text{ m}$$

Eingangswerte für die Bemessung mittels Interaktionsdiagramm

$$d_1/h = 0,032 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 0,22 \rightarrow 0,25$$

$$N_{Ed} = -28,38 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed}^I = -28,38 \times 0,883$$

$$M_{Ed}^I = 25,06 \text{ kNm/m}$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (h \times f_{cd})$$

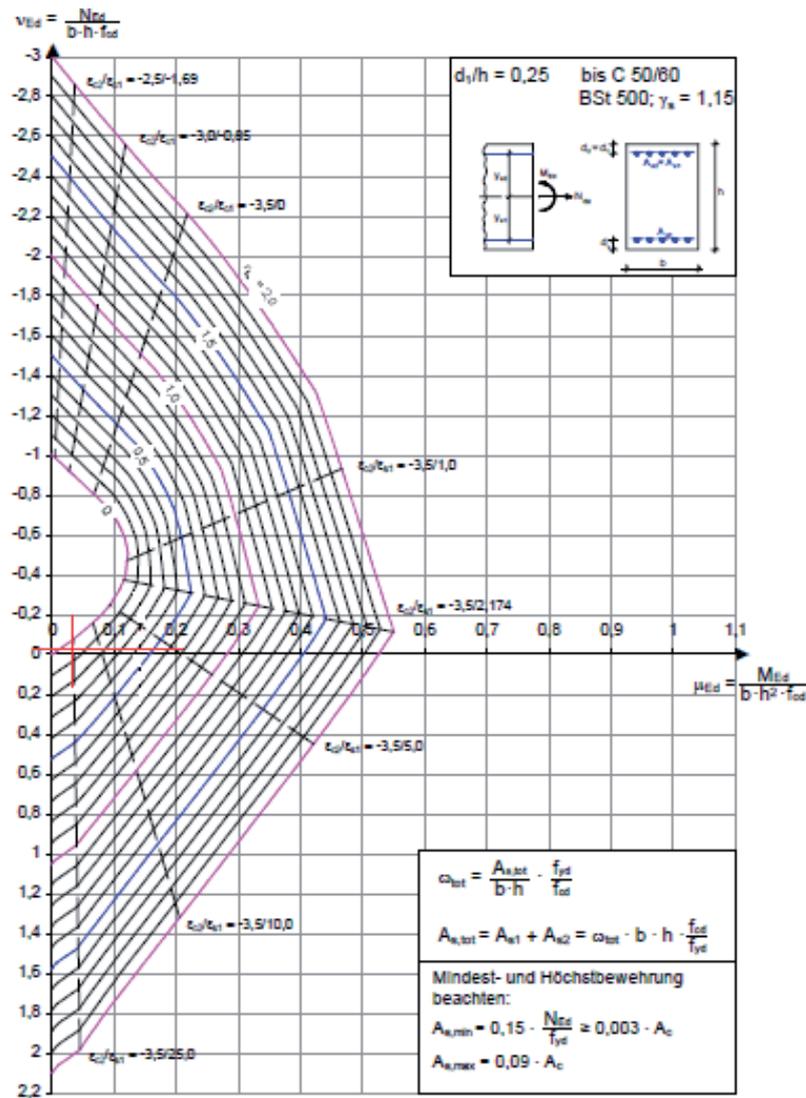
$$v_{Ed} = -0,028 \text{ MN/m} / (0,15 \text{ m} \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$v_{Ed} = -0,011$$

$$\mu_{Ed} = M_{Ed}^I / (h^2 \times f_{cd})$$

$$\mu_{Ed} = 0,025 \text{ MNm/m} / (0,15^2 \text{ m}^2 \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$\mu_{Ed} = 0,065$$



Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt
Beton C 12/15 bis C 50/60; $d_1/h = 0,25$; BSt 500; $\gamma_s = 1,15$

Abbildung 49: Interaktionsdiagramm [1]

erf. Längsbewehrung

ablesen aus Interaktionsdiagramm $\rightarrow \omega_{tot} = 0,08$

$$a_{s,tot} = \omega_{tot} \times (h \times f_{cd}) / f_{yd}$$

$$a_{s,tot} = 0,10 \text{ (} 15 \text{ cm} \times 17 \text{ MN/m}^2) / 435 \text{ MN/m}^2 \times 10^2$$

$$a_{s,tot} = \mathbf{5,86 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

erf. Mindestbewehrung:

Überprüfung: $N_{ed}/a_c > 0,3 \times f_{cd}$

$$0,028 / 0,15 = 0,19 \text{ MN/m}^2 > 0,3 \times 17 = 5,10 \text{ MN/m}^2$$

$$\rightarrow a_{s1,min} > 0,0015 \times a_c = 0,0015 \times h \times 100 = 0,0015 \times h = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} > 0,2 \times a_{s,tot} = 0,2 \times 5,86 = \mathbf{1,17 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Randverbügelung:

Steckbügel ab $a_s > 0,003 \times A_c$

$$a_s = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,003 \times (100 \times 15)$$

$$a_s = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steckbügel erforderlich!

4.5.2 Berechnung nach dem ω -Verfahren

Biegenachweis

$$M_{E_{ds}} = M_{E_d} - N_{E_d} \times z_1$$

$$M_{E_{ds}} = -14,05 \text{ kNm} - (-28,38 \text{ kN} \times 0,05\text{m})$$

$$M_{E_{ds}} = -12,63 \text{ kNm}$$

$$\mu_{E_{ds}} = M_{E_{ds}} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

mit

$$M_{E_{ds}} = -12,63 \text{ kNm}$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 0,5 \times 1,0 \text{ cm} = 11,7 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)}$$

$$\mu_{E_{ds}} = 0,054 \rightarrow \omega = 0,0557 \text{ (interpoliert)}$$

$$A_s = \omega \times (b \times d / (f_{yd} / f_{cd})) + N_{ed} / f_{yd}$$

mit:

$$\omega = 0,0557$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 25,6$$

$$N_{ed} = -28,38 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 1,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbiegebewehrung:

$$M_{cr} = (f_{ctm} \times b \times d^2) / 6$$

mit:

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 10,88 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } a_s = M_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\text{Min } a_s = 10,88 / (500 \times 0,9 \times 0,117)$$

$$\text{Min } a_s = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftnachweis

$$V_{Rd,ct} = [0,15 / \gamma_c \times \kappa \times \eta \times (100 \times g_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}] \times b \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/117)^{1/2} = 2,30 < 2,0$$

$$\eta = 1,0 \text{ (Normalbeton)}$$

$$g_l = A_s / (b \times d) = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} / (100 \times 11,7) = 0,0022 < 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b = 1,0$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 21,92 \text{ kN} > V_{Ed} = 6,76 \text{ kN} \rightarrow \text{Keine Querkraftbewehrung erforderlich!}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

Min a_{sw} soll 20% der Längsbewehrung sein:

$$\text{Min } a_{sw} = 1,91 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,20$$

$$\text{Min } a_{sw} = \mathbf{0,39 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

4.5.3 Berechnung nach FE-Methode

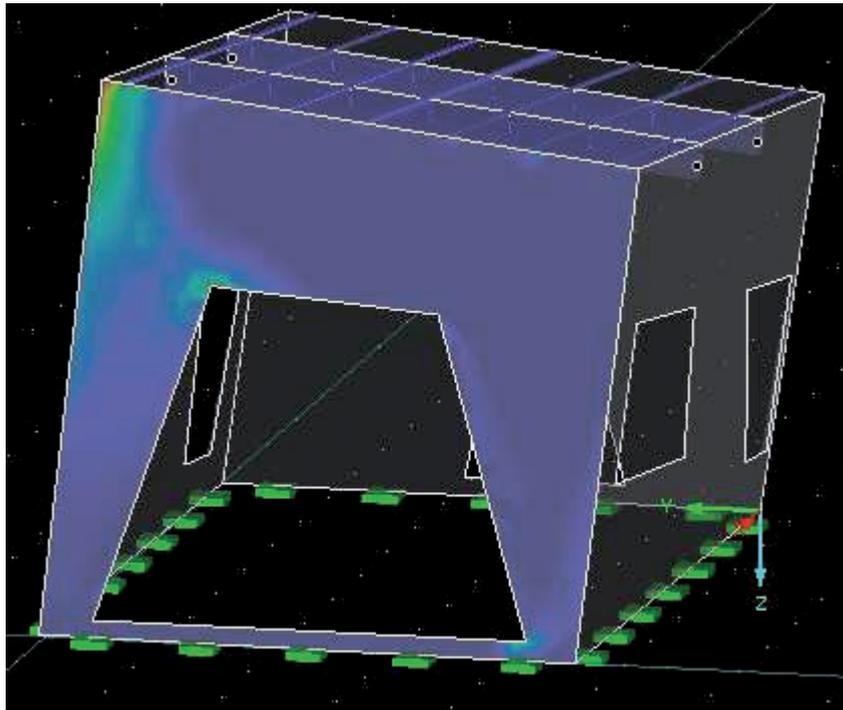


Abbildung 50: FE-Modell Position 3.3

$$a_{s1,oben} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,oben} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.5.4 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 12 Vergleich der Bewehrungsberechnung

	Modellstützenverfahren	ω -Verfahren	FEM
Längsbewehrung	2,93 cm ² /m	1,90 cm ² /m	1,21 cm ² /m
Querbewehrung	1,17 cm ² /m	0,39 cm ² /m	0,90 cm ² /m

Allgemeiner Vergleich der Bewehrungsmenge, siehe Position 3.1 „Vergleich der Ergebnisse“. Bei dem FE Modell ist klar zu erkennen, dass der mittlere Teil der Wand fast keine Lasten abträgt. Die Lasten des Daches werden je zur Hälfte auf die Seiten aufgeteilt.

Auch hier besteht die Gefahr, dass beim Anheben des Fertigteils der Beton reißt. Um dies zu Vermeiden werden Bewehrungseisen in Längsrichtung an den jeweiligen Fertigteilen vorgesehen, die später aus dem Fensterbereich abgetrennt werden.

4.5.5 Gewählte Bewehrung

Zugseite eine Matte: **Q275A**

$$\text{Längs: } 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Quer: } 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Druckseite Konstruktiv eine Matte **Q257A** (siehe GZG Kapitel 6.2)

Überlappungslänge der Matten $I_s = 26 \text{ cm}$ (Lagermatten)

Im Randbereich und an den Aussparungen, Stabbewehrung $\varnothing 12$

4 Bügel pro m^2

Steckbügel $\varnothing 8 - 25 \text{ cm}$; (Anforderung Philipp Power Duo System) $L = 0,71 \text{ m}$

Zusatzbewehrung wegen der Aussparung

Am Rand befinden sich zwei Längsbewehrung $\varnothing 12$. Diese werden von oben bis unten über eine Länge von 4,92 m verlegt. Streckgrenze des Stahls: 235 N/mm^2

Gewicht der Platte unter der Aussparung:

$$G = (2,321 \times 4,75 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 41,35 \text{ kN}$$

Aufzunehmene Last pro Seite:

$$G = 41,35 \text{ kN} / 2$$

$$G = 20,68 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis:

$$\sigma = \text{N/A}$$

$$\sigma = 20675\text{N} / (113,09 \text{ mm}^2 \times 2)$$

$$\sigma = 91,41 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Anker für Befestigung am Kran:

Gewicht des größten Bauteils

$$G = (5,248 \times 2,30 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 42,26 \text{ kN}$$

Gewicht pro Haken:

$$G = 42,26 \text{ kN} / 2$$

$$G = 22,7 \text{ kN}$$

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Stockanker

Typ 30, zul. Belastung $F_z = 40 \text{ kN}$ pro Hülse

2 Stockanker für Bauteil 7 und 8

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Power Duo System

Bauteil 7:

Die tiefe Schiene für Verbindung mit Bauteil 8 und die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 3

Bauteil 8:

Die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 7 und die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 4.

4.6 Position 3.4.

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 3.4. sind:

$$N_{Ed} = -25,00 \text{ kN}$$

$$Q_{Ed} = 2,53 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -5,49 \text{ kNm}$$

4.6.1 Berechnung nach dem Modellstützenverfahren

Ersatzstablänge:

$$\beta_k = 2,0 \text{ (Eulerfall 1)}$$

$$l_o = \beta_k \times l$$

$$l_o = 2 \times 4,01 \text{ m}$$

$$l_o = 8,02 \text{ m}$$

Schlankheit λ

$$\lambda = l_o / i$$

$$\lambda = l_o \times \sqrt{12} / h$$

$$\lambda = 802 \text{ cm} \times \sqrt{12} / 15 \text{ cm}$$

$$\lambda = 185$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd})$$

$$v_{Ed} = -0,02450 / (1 \times 0,15 \times 17 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_{Ed} = -0,010$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{v_{Ed}}$$

$$\lambda_{crit} = 16 / \sqrt{0,010}$$

$$\lambda_{crit} = 160$$

$$\lambda = 185 > \lambda_{crit} = 160$$

Die Wand ist auf Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu untersuchen.

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

Ausmitte nach Theorie I. Ordnung

$$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$e_0 = -5,49 \text{ kNm} / -25,00 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,2196 \text{ m}$$

$$e_a = \alpha_{a1} \times l_o / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{l_w}) \times l_o / 2$$

$$e_a = 1 / (100 \times \sqrt{4,01}) \times 8,02 / 2$$

$$e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times (1/r) \times l_o^2$$

$$e_2 = 0,1 \times K_1 \times 2 \times K_2 \times \varepsilon_{yd} / (0,9 \times d) \times l_o^2$$

mit

$$K_1 = 1 \text{ für } \lambda > 35$$

$$K_2 = 1, \text{ da } N_{Ed} < N_{bal}$$

$$d = 11,8 \text{ cm}$$

Grenzträgfähigkeit bei größter Momententragfähigkeit:

$$N_{bal} = -0,4 \times f_{cd} \times A_c$$

$$N_{bal} = -0,4 \times 17 \times 1 \times 0,15$$

$$N_{bal} = -1,02 \text{ MN} \rightarrow 1020 \text{ kN}$$

Bewehrungsdehnung an der Streckgrenze des Betonstahls:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\varepsilon_{yd} = 435 / 200000$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,175 \times 10^{-3}$$

$$e_2 = 263,46 \text{ mm}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_{tot} = 0,2257 + 0,02 + 0,263$$

$$e_{tot} = 0,503 \text{ m}$$

Abstand d_1 der Bewehrung vom Querschnittsrand:

$$d_1 = c_{nom,w} + d_{s,w} + 0,5 \times d_{s,1}$$

$$d_1 = 0,020 \text{ m} + 0,008 + 0,5 \times 0,008$$

$$d_1 = 0,032 \text{ m}$$

Eingangswerte für die Bemessung mittels Interaktionsdiagramm

$$d_1/h = 0,032 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 0,22 \rightarrow 0,25$$

$$N_{Ed} = -25,00 \text{ kN/m}$$

$$M^I_{Ed} = -25,00 \times 0,503$$

$$M^I_{Ed} = -12,58 \text{ kNm/m}$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (h \times f_{cd})$$

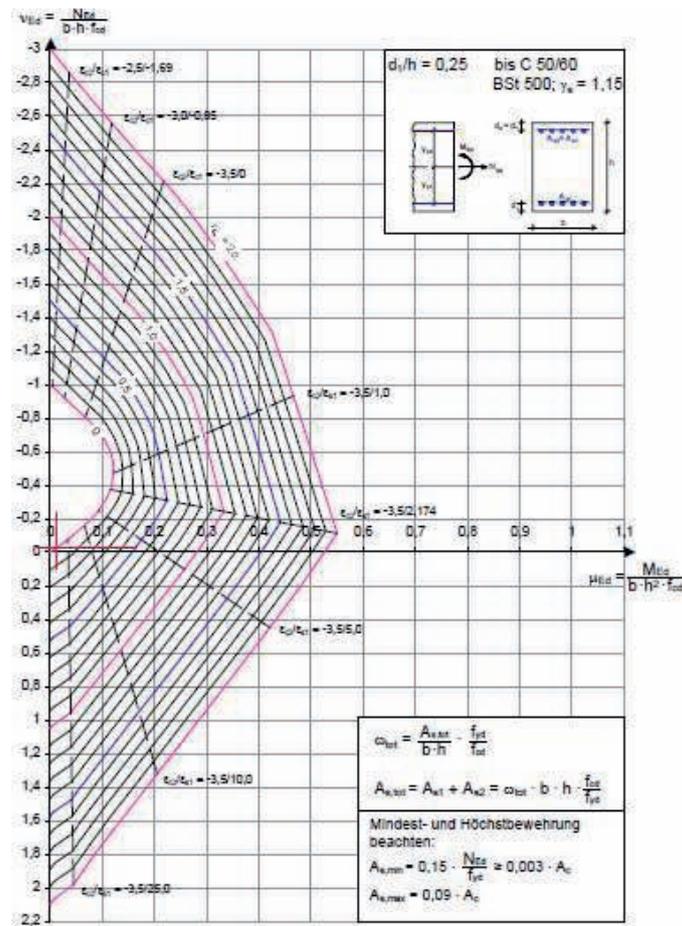
$$v_{Ed} = -0,025 \text{ MN/m} / (0,15 \text{ m} \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$v_{Ed} = 0,010$$

$$\mu_{Ed} = M^I_{Ed} / (h^2 \times f_{cd})$$

$$\mu_{Ed} = 0,0125 \text{ MNm/m} / (0,15^2 \text{ m}^2 \times 17 \text{ MN/m}^2)$$

$$\mu_{Ed} = 0,003$$



Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt
Beton C 12/15 bis C 50/60; $d_y/h = 0,25$; BSt 500; $\gamma_s = 1,15$

Abbildung 51: Interaktionsdiagramm [1]

erf. Längsbewehrung

ablesen aus Interaktionsdiagramm $\rightarrow \omega_{\text{tot}} = 0,025$

$$a_{s,\text{tot}} = \omega_{\text{tot}} \times (h \times f_{cd}) / f_{yd}$$

$$a_{s,\text{tot}} = 0,025 \times (15 \text{ cm} \times 17 \text{ MN/m}^2) / 435 \text{ MN/m}^2 \times 10^2$$

$$a_{s,\text{tot}} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

erf. Mindestbewehrung:

Überprüfung: $N_{Ed}/a_c > 0,3 \times f_{cd}$

$$0,025/0,15 = 0,16 \text{ MN/m}^2 > 0,3 \times 17 = 5,10 \text{ MN/m}^2$$

$$\rightarrow a_{s1,\text{min}} > 0,0015 \times a_c = 0,0015 \times h \times 100 = 0,0015 \times h = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,\text{sw,min}} > 0,2 \times a_{s,\text{tot}} = 0,2 \times 2,25 = 0,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Randverbügelung:

Steckbügel ab $a_s > 0,003 \times A_c$

$$a_s = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_s = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,003 \times (100 \times 15)$$

$$a_s = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Keine Steckbügel erforderlich!

4.6.2 Berechnung nach dem ω -Verfahren

Biegenachweis

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_1$$

$$M_{Eds} = -5,49 \text{ kNm} - (-25,00 \text{ kN} \times 0,05\text{m})$$

$$M_{Eds} = -4,24 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

mit

$$M_{Eds} = -4,24 \text{ kNm}$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 0,5 \times 1,0 \text{ cm} = 11,7 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)}$$

$$\mu_{Eds} = 0,018 \rightarrow \omega = 0,0182 \text{ (interpoliert)}$$

$$A_s = \omega \times (b \times d / (f_{yd} / f_{cd})) + N_{ed} / f_{yd}$$

mit

$$\omega = 0,0182$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 25,6$$

$$N_{ed} = -25,00 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 0,26 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Mindestbiegebewehrung:

$$M_{cr} = (f_{ctm} \times b \times d^2) / 6$$

mit

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 10,88 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } a_s = M_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\text{Min } a_s = 10,88 / (500 \times 0,9 \times 0,117)$$

$$\text{Min } a_s = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftnachweis

$$V_{Rd,ct} = [0,15 / \gamma_c \times \kappa \times \eta \times (100 \times g_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}] \times b \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/117)^{1/2} = 2,30 < 2,0$$

$$\eta = 1,0 \text{ (Normalbeton)}$$

$$g_l = A_s / (b \times d) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} / (100 \times 11,7) = 0,0016 < 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b = 1,0$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 39,53 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,53 \text{ kN} \rightarrow \text{Keine Querkraftbewehrung erforderlich!}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

Min a_{sw} soll 20% der Längsbewehrung sein:

$$\text{Min } a_{sw} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,20$$

$$\text{Min } a_{sw} = \mathbf{0,10 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

4.6.3 Berechnung nach FEM

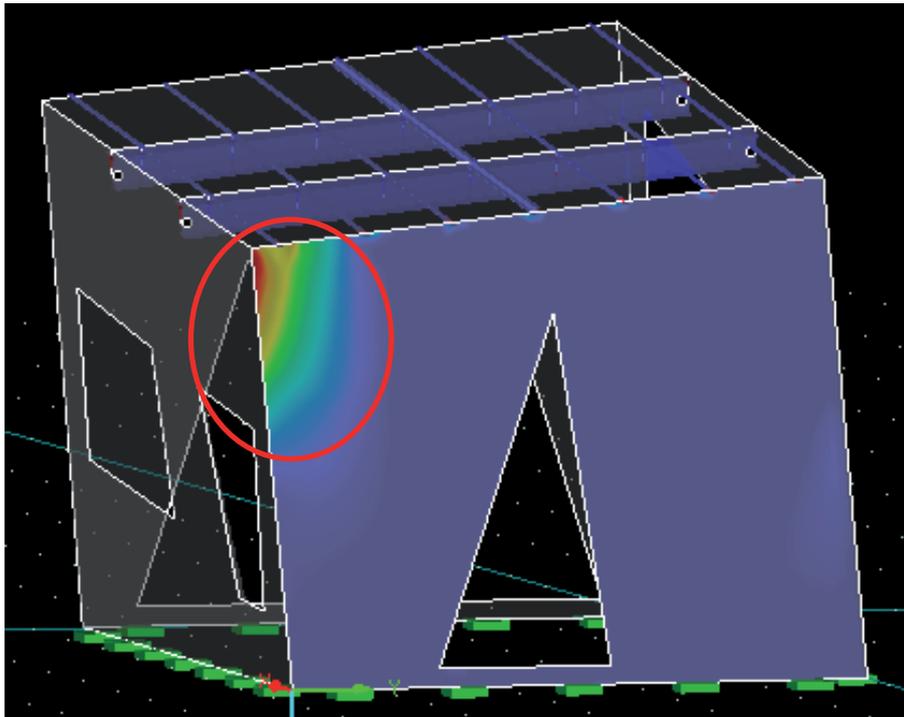


Abbildung 52: FE-Modell Position 3.4

$$a_{s1,oben} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,oben} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s2,unten} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ im linken Randbereich}$$

$$a_{s2,unten} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.6.4 Vergleich der Ergebnisse

Tabelle 13 Vergleich der Bewehrungsberechnung

	Modellstützenverfahren	ω -Verfahren	FEM
Längsbewehrung	1,125 cm ² /m	0,26 cm ² /m	1,28 cm ² /m
Querbewehrung	0,45 cm ² /m	0,10 cm ² /m	0,35 cm ² /m

Allgemeiner Vergleich der Bewehrungsmenge, siehe Position 3.1 „Vergleich der Ergebnisse“. Wie bei der Position 3.2. werden im rechten Eckbereich größere Kräfte abgeleitet als im Rest der Fläche. Dies muss natürlich bei der Auswahl der Matten berücksichtigt werden.

4.6.5 Gewählte Bewehrung

Zugseite eine Matte: **Q257A** (siehe GZG Kapitel 6.2)

Längs: 2,57 cm²/m > 1,06 cm²/m

Quer: 2,57 cm²/m > 0,25 cm²/m

Druckseite Konstruktiv eine Matte **Q257A** (siehe GZG)

Überlappungslänge der Matten $l_s = 26 \text{ cm}$ (Aus Lagermattenprogramm Institut für Stahlbetonbewehrung)

Steckbügel $\varnothing 8 - 25 \text{ cm}$; (Anforderung Philipp Power Duo System) $L = 0,71 \text{ m}$

Im Randbereich und an den Aussparungen, Stabbewehrung $\varnothing 12$

Zusatzbewehrung wegen der Aussparung

Am Rand befinden sich zwei Längsbewehrung $\varnothing 12$. Diese werden von oben bis unten über eine Länge von 4,16 m verlegt. Streckgrenze des Stahls: 235 N/mm^2

Gewicht der Platte unter der Aussparung:

$$G = (4,283 \times 2,321 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 37,28 \text{ kN}$$

Aufzunehmende Last pro Seite:

$$G = 37,28 \text{ kN} / 2$$

$$G = 18,64 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis:

$$\sigma = \text{N/A}$$

$$\sigma = 18640\text{N} / (113,09 \text{ mm}^2 \times 2)$$

$$\sigma = 82,41 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Anker für Befestigung an den Kran:

Gewicht des größten Bauteils

$$G = (4,283 \times 2,321 \times 0,15) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 37,28 \text{ kN}$$

Gewicht pro Hacken:

$$G = 37,28 \text{ kN} / 2$$

$$G = 18,64 \text{ kN}$$

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Stockanker

Typ 30, zul. Belastung $F_z = 40 \text{ kN}$ pro Hülse

2 Stockanker für Bauteil 9 und 10

Aus Unterlagen der „Philipp Gruppe“ Power Duo System

Bauteil 9:

Die tiefe Schiene für Verbindung mit Bauteil 10 und die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 6

Bauteil 10:

Die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 9 und die flache Schiene für Verbindung mit Bauteil 1.

4.7 Position 3.5.: Bemessung der Glasscheiben

Größe Glasscheibe befindet sich in Bauteil 1:

Isolierglas aus Spiegelglas $d_a/d_{SZR}/d_i = 4\text{mm}/ 16\text{mm}/ 4\text{mm}$

$$l_x = 1,59 \text{ m}$$

$$l_y = 2,50 \text{ m}$$

Nachweis:

Belastung:

Einwirkung aus Wind für aussere Scheibe: $w = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lastabtragungsanteil für äußere und innere Glasscheibe:

Seitenverhältnis: $l_{\min}/l_{\max} = 0,636$

Beiwert: $B_v = 0,0392$

Charak. Kantenlänge:

$$a^* = 28,9 \times \sqrt[4]{\frac{d_{\text{SZR}} \times d_a^3 \times d_i^3}{(d_a^3 \times d_i^3) \times B_v}}$$

$$a^* = 309 \text{ mm}$$

Bezogene Kantenlänge: $l_{\min}/a^* = 5,145$

$$\varphi = 1/(1+5,145^4) = 0,001425$$

Lastverteilungsfaktoren:

$$\delta_a = \delta_i = 0,50$$

Belastung der Scheiben aus Winddruck:

Aussere Scheibe: $\delta_a + (\varphi \times \delta_i) \times w_a = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Innere Scheibe: $(1 - \varphi) \times \delta_i \times w_a = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Klimatische Einwirkungen: (Da keine Angaben vorliegen, wurde mit folgenden Parameter gerechnet)

Sommer:

$$\Delta H = +600 \text{ m}$$

$$\Delta T = 20 \text{ K}$$

$$\Delta p_{\text{met}} = -2 \text{ kN/m}^2$$

Winter:

$$\Delta H = -300 \text{ m}$$

$$\Delta T = -25 \text{ K}$$

$$\Delta p_{\text{met}} = 4 \text{ kN/m}^2$$

Isochorer Druck SZR

$$p_0 = c_1 \times \Delta T - \Delta p_{\text{met}} + c_2 \times \Delta H$$

$$p_{0,\text{Sommer}} = 16 \text{ kN/m}^2 \text{ überdruck}$$

$$p_{0,\text{Winter}} = -16,1 \text{ kN/m}^2 \text{ Unterdruck}$$

Resultierende Einwirkungen:

Sommer:

$$\text{Äußere Scheibe: } \Sigma p_{\text{Sommer}} = 0,20 - 0,001425 \times 16 = 0,177 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Innere Scheibe: } \Sigma p_{\text{Sommer}} = 0,20 + 0,001425 \times 16 = 0,223 \text{ kN/m}^2$$

Winter:

$$\text{Äußere Scheibe: } \Sigma p_{\text{Winter}} = 0,20 + 0,001425 \times 16,1 = 0,223 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Innere Scheibe: } \Sigma p_{\text{Winter}} = 0,20 - 0,001425 \times 16,1 = 0,117 \text{ kN/m}^2$$

Spannungsnachweis:

$$E = 7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$p^* = \frac{0,23 \times 10^{-3}}{70000} \times \left(\frac{1590}{4} \right)^4$$

$$p^* = 82 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,275$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0,275 \times 0,23 \times 10^{-3} \times \left(\frac{1590}{4} \right)^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 10 \text{ N/mm}^2 < \text{zul}\sigma = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis des Winkelprofils

Belastung:

$$\text{Glasfläche: } g = 0,004 \text{ m} \times 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 4,00 \text{ m}^2$$

$$g = 0,8 \text{ kN}$$

Annahme 2 Winkelprofile, sichere Seite, in Realität sind es mehr sonst verformen sich die Winkelprofile zu stark.

$$g = 0,8 \text{ kN} / 2$$

$$g = 0,4 \text{ kN pro Winkelprofil}$$

Moment:

$$M = 0,4 \text{ kN} \times 18 \text{ cm}$$

$$M = 7,20 \text{ kNcm}$$

$$\text{Widerstand: } W = (10 \text{ cm} \times 0,5 \text{ cm}^2) / 6$$

$$W = 0,416 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nachweis: } \sigma = M/W$$

$$\sigma = 7,20 / 0,416 < 23,5 \text{ N/mm}^2 / 1,0$$

$$\sigma = 17,28 < 23,5 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis Schraubverbindung am Winkelprofil

Aufteilung des Moments:

$$7,20 \text{ kNcm} \times 10 \text{ cm} = 0,72 \text{ kN}$$

Normalkraft pro Schraube:

$$S_N = 0,4 \text{ kN} / 2 + 0,72 = 0,92 \text{ kN}$$

Nachweis auf Zug

Grenzzugkraft M12 – 4.6.

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{u,b} / \gamma_{Mb}$$

mit:

$$A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$f_{u,b} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{t,Rd} = 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,92 \text{ kN} / 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,04 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

4.8 Position 4.: Köcherfundamente

4.8.1 Baustoffe

Beton C25/30 mit: $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl BST 500 S(B) hochduktil mit: $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

4.8.2 Betondeckung

Annahme:

Längsbewehrung $d_{s1} < 10 \text{ mm}$

Querbewehrung $d_{sw} = 8 \text{ mm}$

Aus DIN 1045-1, Tab 4., Zeile 1

Für die Expositionsklasse XC2: $c_{min} > 10 \text{ mm}$, $\Delta c = 15 \text{ mm}$

Unter Einhaltung der Verbundbedingung: $c_{min} > d_s$

Betondeckung: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

4.8.3 Allgemein zu den Köcherfundamenten

- Mindestgründungstiefe nach DIN 1054, 4.1.1. (Bodenfrost) zwischen 0,80 bis 1,20 m je nach geographischer Lage. Durch die frostfreie Gründung werden Bewegungen des Bauwerks infolge Gefrieren und Auftauen des Baugrundes unter Gründungskörper ausgeschlossen.
- Prinzip vom Köcherfundament:
 - Einspannung von Fertigstütze in die Fundamente
 - Aufnahme des Moments durch ein horizontales Kräftepaar
 - Einbindetiefe t der Stütze mindestens 1,2- fache des Stützendurchmessers b_{st} .

Auf den folgenden Seiten werden die Fundamente des Small Houses berechnet. Es werden zwei Lastfälle betrachtet.

LF1: ständige Lasten, die Resultierende aus den ständigen Lasten muss die Sohlfläche im Kern schneiden. Dies muss somit bei ständiger Einwirkung voll überdrückt sein. Durch diese Vorschrift soll erreicht werden, dass die Standsicherheit des Bauwerks nicht durch Kriechverformung des Baugrundes beeinträchtigt wird. Bei Lastangriff im Kern ist also keine klaffende Bodenfuge vorhanden.

LF2: ständige- + Verkehrslasten, hierbei darf die Sohlfuge bis zum Schwerpunkt der Sohlfuge klaffen.

Die Nachweise Kipp- und der Gleitsicherheit sind zu führen.

4.8.4 Geometrie des Köcherfundaments

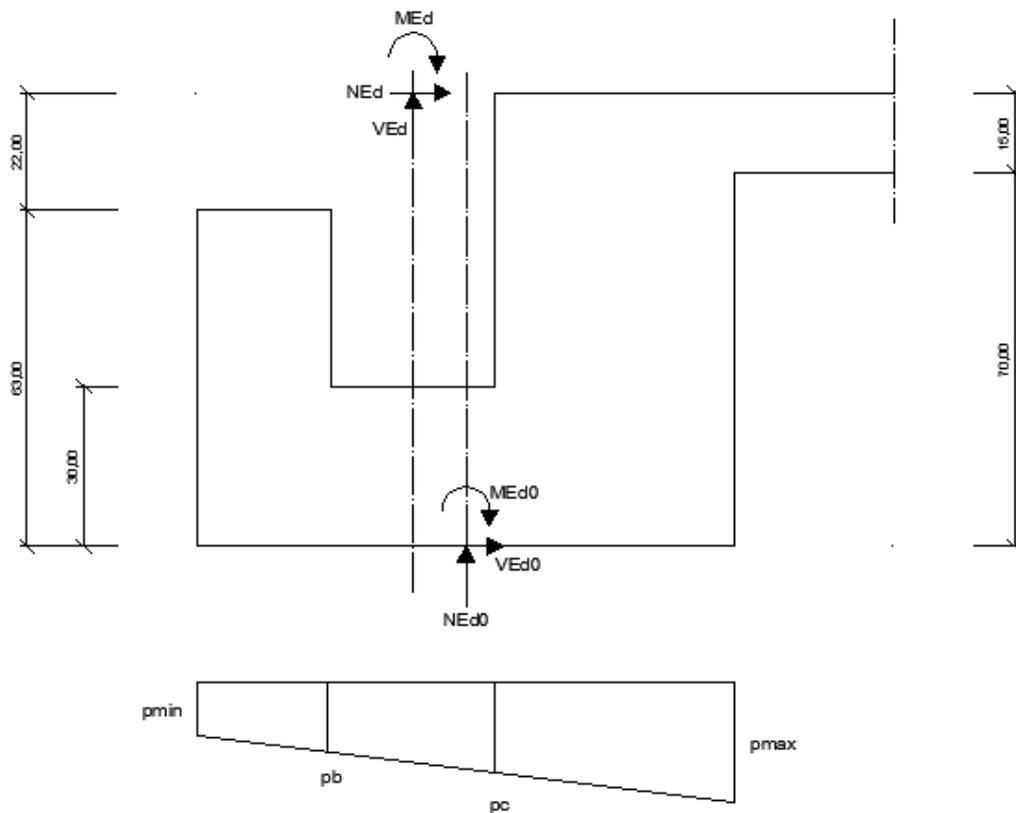


Abbildung 53: Kräfteverteilung im Köcherfundament

$$b_F/d_F = 1,0\text{m} / 1,20\text{m}$$

$$A_F = 1,0\text{m} / 1,20\text{m} = 1,20\text{ m}^2$$

$$W_F = (1,0\text{m} \times 1,20^2\text{m})/6 = 0,24\text{ m}^3$$

$$I_F = (1,0\text{m} \times 1,20^3\text{m})/12 = 0,14\text{ m}^4$$

4.9 Position 4.1.

LF1: ständige Einwirkung

Aus 4.6.3.1.

$$N_{Ed} = 25,81\text{ kN} \times 1,35 = 34,84\text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0\text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 7,88 \text{ kNm} \times 1,35 = 10,64 \text{ kNm}$$

$$N_{Ek,GF} = - (0,85 \times 1,20 - 0,25 \times 0,22 - 0,304 \times 0,55) \times 25 \text{ kN/m}^3 = -19,94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,GF} = -19,94 \times 1,35 = -26,92 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow N_{Ed0} &= N_{Ed} + N_{Ed,GF} \\ N_{Ed0} &= -34,84 \text{ kN} + (-26,92 \text{ kN}) \\ N_{Ed0} &= -61,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{Ed0} &= M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,196 \text{ m} \\ M_{Ed0} &= 10,64 \text{ kNm} + 0 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (-61,76 \times 0,196 \text{ m}) \\ M_{Ed0} &= -1,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.9.1 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 1,46 \text{ kNm} / 61,76 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,02 < df/3 = 1,20/3 = 0,40 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

LF2: ständige Einwirkung + Veränderliche Einwirkung

Aus 4.10.3

$$N_{Ed} = 42,26 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -35,72 \text{ kNm (Th. II. O, Schnittgrößenveränderung > 10\%)}$$

$$\rightarrow N_{Ed0} = N_{Ed} + N_{Ed,GF}$$

$$N_{Ed0} = -42,26 \text{ kN} + (-26,92 \text{ kN})$$

$$N_{Ed0} = -69,18 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_{Ed0} = M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,196 \text{ m}$$

$$M_{Ed0} = 35,72 \text{ kNm} + 2,85 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (-69,18 \times 0,196 \text{ m})$$

$$M_{Ed0} = 24,58 \text{ kNm}$$

4.9.2 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 24,58 \text{ kNm} / 69,18 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,36 < df/3 = 1,20/3 = 0,40 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

4.9.3 Ermittlung der Sohlspannungen

$$p_{\min} = (N_{Ed0} / A_F) - (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= (69,18 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) - (24,58 \text{ kNm} / 0,24 \text{ m}^3) \\ \rho_{\min} &= -44,76 \text{ kN/m}^2 \\ \rho_{\max} &= (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / W_F) \\ \rho_{\max} &= (69,18 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (24,58 \text{ kNm} / 0,24 \text{ m}^3) \\ \rho_{\max} &= 160,06 \text{ kN/m}^2 \\ \rho_B &= (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z \\ \rho_B &= (69,18 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (24,58 \text{ kNm} / 0,144 \text{ m}^4) \times (-0,35) \\ \rho_B &= -2,09 \text{ kN/m}^2 \\ \rho_C &= (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z \\ \rho_C &= (69,18 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (24,58 \text{ kNm} / 0,144 \text{ m}^4) \times (-0,046) \\ \rho_C &= 61,32 \text{ kN/m}^2 \\ M_{EdB} &= 0,25^2 (2 \times (-44,76) + (-2,09)) \times 1,0 / 6 \\ M_{EdB} &= -0,95 \text{ kNm} \\ M_{EdC} &= 0,646^2 (2 \times 160,06 + 61,32) \times 1,0 / 6 \\ M_{EdC} &= 26,53 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.9.4 Bemessung für Biegung

Mindestbiegebewehrung:

Endzustand Rissmoment (auf 1m Streifen bezogen):

$$\begin{aligned} m_{cr} &= f_{ctm} \times b \times h^2 / 6 \\ m_{cr} &= 2,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 0,30^2 / 6 \\ m_{cr} &= 39 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min a_s &= m_{cr} / (f_{yk} \times z) \\ \min a_s &= 0,039 \times 10^4 / (500 \times 0,9 \times 0,255) \\ \min a_s &= 3,40 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

4.9.4.1 Längsbewehrung in x-Richtung

Nutzhöhe:

$$\begin{aligned} d_x &= h - c_{v,l,x} - 0,5 \times 10\text{mm} \\ d_x &= 300 - 35 - 0,5 \times 10 \\ d_x &= 26 \text{ cm} \\ b / h / d_x &= 1,00 / 0,30 / 0,26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{Eds} &= M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd} \\ \mu_{Eds} &= 0,026 / (1,0 \times 0,26^2 \times 14,2) \\ \mu_{Eds} &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \omega = 0,0254$$

$$\begin{aligned} \text{erf. } A_{s,x} &= \omega \times b \times h / f_{yd} / f_{cd} \\ \text{erf. } A_{s,x} &= 0,0254 \times 1,0 \times 0,26 / 30,7 \\ \text{erf. } A_{s,x} &= 2,10 \text{ cm}^2/\text{m} < \min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

gewählte Bewehrung:

unten: \varnothing 10-20 cm mit $a_{s1,vorh} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$

oben konstruktiv: \varnothing 8-20 cm mit $a_{s1,vorh} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.9.4.2 Längsbewehrung in y-Richtung

Mindestbewehrung:

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times \text{erf. } A_{s,x}$$

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min A_{s,y} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

unten: \varnothing 8-25 cm mit $a_{s1,vorh} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.9.5 Bemessung für Querkraft

4.9.5.1 Durchstanzen

Die Bemessungsregeln der DIN 1045-1 für Durchstanzen gelten auch für Fundamente.

Der kritische Rundschnitt in der gedrungenen Fundamentplatte um den Köcher darf im Abstand von $1,0 \times d$ geführt werden:

$$a_{crit} = 1,0 \times d = 1,0 \times 0,26 \text{ m}$$

$$a_{crit} = 0,26 \text{ m}$$

Es stellt sich neben dem Durchstanzkegel in der ausgekragenden Fundamentplatte einachsige Beanspruchung ein, die Platte ist für Querkraft nachzuweisen.

4.9.5.2 Querkraft

Schnitt D im Abstand $d=0,26 \text{ m}$ vom Köcher

$$p_D = 160,06 - (160,06 - (-44,76)) \times 0,391 / 1,20$$

$$p_D = 93,32 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} = 0,5 (160,06 + 93,32) \times 0,391 \times 1,0$$

$$V_{Ed,red} = 49,54 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,5 (160,06 + 61,32) \times 0,646 \times 1,0$$

$$V_{Ed} = 71,50 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,ct}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,ct} = (0,15/\gamma_c \times \kappa \times \eta_1 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}) \times b_w \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\kappa = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/260)^{1/2} = 1,88 < 2,0$$

$$\rho_l = A_{s1} / (b_w \times d) = 3,93 / (100 \times 25) = 0,001572 < 0,02$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b_w = 1$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 75,65 \text{ kN} > V_{Ed,red} = 49,54 \text{ kN}$$

Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

Mindestquerkraftbewehrung:

$$\min A_{s,w} = \rho_w \times s_w \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\min \rho_w = 1,0 \times \rho = 0,083 \%$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 0,083 \times 100$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 8,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Begrenzung der Druckstrebenfestigkeit des Betons $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times \alpha_c \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

mit:

$$\cot \theta = 3,0$$

$$\alpha_c = 0,75$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 670,90 \text{ kN} > V_{Ed} = 71,51 \text{ kN}$$

gewählte Querkraftzulage:

$$3 \times \varnothing 8-25 \text{ cm mit } a_{s1,vorh} = 3 \times 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.9.6 Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament

Zurückhängen der Querkraft V_{Ed}

$$T_2 = V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_{s,x,1} = T_2 / f_{yd} = 0,00285 \times 10^4 / 435 = 0,066 \text{ cm}^2$$

Lotrechte Zugkraft T_1

$$T_1 = (T_2 \times t) / a_w$$

$$T_1 = (2,85 \times 0,85) / 0,125$$

$$T_1 = 19,38 \text{ kN}$$

Versatz Bewehrung: $a = d_1 + t_F + d_w/2$

$$a = 33 + 85 + 250/2$$

$$a = 243 \text{ mm}$$

innerer Hebelarm z : $z = 0,9 \times d < z_s = h - 2 \times d_1$

$$z = 0,9 (120 - 33) < z_s = 120 - 2 \times 33$$

$$z = 78,30 \text{ mm} < z_s = 54 \text{ mm}$$

Stützenszugkraft: $F_s = \text{erf } A_{s,F} \times f_{yd}$

$$F_s = 2,55 \times 10^{-4} \times 435$$

$$F_s = 0,111 \text{ MN}$$

Gleichgewicht: $T_1 = F_s \times z / (a+z)$

$$T_1 = 0,081 \times 78,30 \text{ mm} / (248+78,30)$$

$$T_1 = 0,027 \text{ MN}$$

Summe: $T_1 = 0,027 + 0,019$

$$T_1 = 0,046 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,z} = T_1 / f_{yd} = 10^4 \times 0,046 / 435 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$T_3 = C_{1x} = T_1 / \tan \theta$$

$$T_3 = 0,046 \text{ MN} / \tan 45^\circ$$

$$T_3 = 0,046 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,x2} = T_3 / f_{yd}$$

$$= 10^4 \times 0,039 / 435$$

$$= 1,05 \text{ cm}^2$$

gewählte Bügel horizontal:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 1,05 + 0,066 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bügel lotrecht:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 1,05 \text{ cm}^2$$

4.9.7 Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435 / 2,7)$$

$$l_b = 323 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_c \times l_b > 10 d_s$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times 0,7 \text{ (Bügelschleufe)} \times 323 > 10 \times 8$$

$$l_{b,min} = 68 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_c \times l_b \times (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) > l_{b,min}$$

$$l_{b,net} = 0,7 \times 343 \times (1,05/4,02) > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 63 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

4.9.8 Übergreifung der horizontalen Köcherbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435 / 0,7 \times 2,7) \text{ (mäßige Verbundbedingungen)}$$

$$l_b = 460 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times \alpha_a \times \alpha_1 \times l_b > 15 d_s \text{ und } > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 15 \times 8 > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 138 \text{ mm} > 120 \text{ mm} > \mathbf{200 \text{ mm}}$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \times l_b \times (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) > l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_a \times l_b > l_{s,min}$$

$$l_{b,net} = 1,0 \times 460 \text{ mm} \times (1,12 \text{ cm}^2/\text{m} / 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}) > 0,3 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 128 \text{ mm} > 138 \text{ mm} > \mathbf{200 \text{ mm}}$$

4.9.9 Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte

Gewählte Endhaken:

$$x - \varnothing 10: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 10 + 7 \times 10/2 + 10$$

$$\min l_H = 95 \text{ mm}$$

$$y - \varnothing 8: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 8 + 7 \times 8/2 + 8$$

$$\min l_H = 81 \text{ mm}$$

4.9.9.1 Nachweis Gleiten

$$T_d < R_{t,d} + E_{p,d}$$

Annahme: Nichtbindiger Boden $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$T_d = T_{G,K} \times \gamma_G$$

$$T_{G,K} = E_{a,h,k} + H$$

$$e_{agh} = \sigma_z \times K_{agh} - c \times K_{ach}$$

$$e_{agh} = 0,85 \text{ m} \times 0,33 \times 19 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{agh} = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times e_{agh} \times h$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times 5,33 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \text{ m}$$

$$E_{agh} = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$H = 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 2,27 \text{ kN} + 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 5,12 \text{ kN}$$

$$T_d = 5,12 \text{ kN} \times 1,35$$

$$T_d = 7 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = N_K \times \tan \delta$$

$$N_K = 69,18 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = 69,18 \text{ kN} \times \tan 30^\circ$$

$$R_{t,K} = 40 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 40 \text{ kN} / 1,1$$

$$R_{t,d} = 36,30 \text{ kN}$$

$$T_d < R_{t,d}$$

$$7 \text{ kN} < 36,30 \text{ kN} \rightarrow \text{Nachweis erbracht}$$

4.10 Position 4.2.

LF1: ständige Einwirkung

Aus 4.8.3.1

$$N_{Ed} = 23,56 \text{ kN} \times 1,35 = 31,81 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 6,44 \text{ kNm} \times 1,35 = 8,70 \text{ kNm}$$

$$N_{Ek,GF} = - (0,85 \times 1,00 - 0,25 \times 0,22 - 0,304 \times 0,55) \times 25 \text{ kN/m}^3 = -15,70 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,GF} = -15,70 \times 1,35 = -21,19$$

$$\begin{aligned} \rightarrow N_{Ed0} &= N_{Ed} + N_{Ed,GF} \\ N_{Ed0} &= -34,84 \text{ kN} + (-21,19 \text{ kN}) \\ N_{Ed0} &= -56,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{Ed0} &= M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,054 \text{ m} \\ M_{Ed0} &= 8,70 \text{ kNm} + 0 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (-31,81 \times 0,054 \text{ m}) \\ M_{Ed0} &= 6,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.10.1 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 6,98 \text{ kNm} / 56,03 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,13 < df/3 = 1,00/3 = 0,33 \rightarrow \text{Liegt im Kern}$$

LF2: ständige Einwirkung + Veränderliche Einwirkung

Aus 4.11.3

$$N_{Ed} = -39,22 \text{ kN} + N_{Ek,GF} (\text{Eigengewicht Köcherfundament}) \times 1,35$$

$$Q_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^{\text{II}} = -24,34 \text{ kNm} (\text{Th. II. O, Schnittgrößenveränderung} > 10\%)$$

$$\rightarrow N_{Ed0} = N_{Ed} + N_{Ed,GF}$$

$$N_{Ed0} = -39,22 \text{ kN} + (-21,19 \text{ kN})$$

$$N_{Ed0} = -60,41 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_{Ed0} = M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,054 \text{ m}$$

$$M_{Ed0} = 24,34 \text{ kNm} + (-2,85 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m}) + (-60,41 \times 0,054 \text{ m})$$

$$M_{Ed0} = 18,65 \text{ kNm}$$

4.10.2 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 18,65 \text{ kNm} / 60,41 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,31 < df/3 = 1,00/3 = 0,33 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

4.10.3 Ermittlung der Sohlspannungen

$$\rho_{\min} = (N_{Ed0} / A_F) - (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\min} = (60,41 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) - (18,65 \text{ kNm} / 0,16 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\min} = -51,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\max} = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\max} = (60,41 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (18,65 \text{ kNm} / 0,16 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\max} = 176,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_B = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_B = (60,41 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (18,65 \text{ kNm} / 0,083 \text{ m}^4) \times (-0,25)$$

$$\rho_B = 4,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_C = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_C = (60,41 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (18,65 \text{ kNm} / 0,083 \text{ m}^4) \times (0,054)$$

$$\rho_C = 72,54 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{EdB} = 0,25^2 (2 \times (-51,49) + 4,24) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdB} = -6,17 \text{ kNm}$$

$$M_{EdC} = 0,446^2 (2 \times 176,97 + 72,54) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdC} = 14,14 \text{ kNm}$$

4.10.4 Bemessung für Biegung

Mindestbiegebewehrung:

Endzustand Rissmoment (auf 1m Streifen bezogen):

$$m_{cr} = f_{ctm} \times b \times h^2 / 6$$

$$m_{cr} = 2,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 0,30^2 / 6$$

$$m_{cr} = 39 \text{ kNm/m}$$

$$\min a_s = m_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\min a_s = 0,039 \times 10^4 / (500 \times 0,9 \times 0,26)$$

$$\min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.10.4.1 Längsbewehrung in x-Richtung

Nutzhöhe:

$$d_x = h - c_{v,l,x} - 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$d_x = 300 - 35 - 0,5 \times 10$$

$$d_x = 26 \text{ cm}$$

$$b/h/d_x = 1,00/0,30/0,26$$

$$\mu_{E_{ds}} = M_{E_{ds}} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$\mu_{E_{ds}} = 0,014 / (1,0 \times 0,26^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{E_{ds}} = 0,015$$

$$\rightarrow \omega = 0,0152$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = \omega \times b \times h / f_{yd}/f_{cd}$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 0,0152 \times 1,0 \times 0,26 / 30,7$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} < \min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

unten: **ø 10-20 cm** mit $a_{s1,vorh} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$

oben konstruktiv: **ø 8-20 cm** mit $a_{s1,vorh} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.10.4.2 Längsbewehrung in y-Richtung

Mindestbewehrung:

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times \text{erf. } A_{s,x}$$

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min A_{s,y} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

unten: **ø 8-25 cm** mit $a_{s1,vorh} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.10.5 Bemessung für Querkraft

4.10.5.1 Durchstanzen

Die Bemessungsregeln der DIN 1045-1 für Durchstanzen gelten auch für Fundamente.

Der kritische Rundschnitt in der gedrungenen Fundamentplatte um den Köcher darf im Abstand von $1,0 \times d$ geführt werden:

$$a_{crit} = 1,0 \times d = 1,0 \times 0,26 \text{ m}$$

$$a_{crit} = 0,26 \text{ m}$$

Es stellt sich neben dem Durchstanzkegel in der ausgekragenden Fundamentplatte einachsige Beanspruchung ein, die Platte ist für Querkraft nachzuweisen.

4.10.5.2 Querkraft

Schnitt D im Abstand $d=0,26 \text{ m}$ vom Köcher

$$p_D = 176,67 - (176,67 - (-51,49)) \times 0,221 / 1,00$$

$$p_D = 126,25 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} = 0,5 (176,67 + 126,25) \times 0,221 \times 1,0$$

$$V_{Ed,red} = 33,48 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,5 (176,67 + 72,54) \times 0,476 \times 1,0$$

$$V_{Ed} = 59,32 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,ct}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,ct} = (0,15/\gamma_c \times \kappa \times \eta_1 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}) \times b_w \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\kappa = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/260)^{1/2} = 1,88 < 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 3,93 / (100 \times 25) = 0,001572 < 0,02$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b_w = 1$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 75,65 \text{ kN} > V_{Ed,red} = 33,48 \text{ kN}$$

Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

Mindestquerkraftbewehrung:

$$\min A_{s,w} = \rho_w \times s_w \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\min \rho_w = 1,0 \times \rho = 0,083 \%$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 0,083 \times 100$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 8,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Begrenzung der Druckstrebenfestigkeit des Betons $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times \alpha_c \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

mit:

$$\cot \theta = 3,0$$

$$\alpha_c = 0,75$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 670,90 \text{ kN} > V_{Ed} = 59,32 \text{ kN}$$

gewählte Querkraftzulage:

$$3 \times \emptyset \text{ 8-25 cm mit } a_{s1,vorh} = 3 \times 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.10.6 Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament

Zurückhängen der Querkraft V_{Ed}

$$T_2 = V_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_{s,x,1} = T_2 / f_{yd} = 0,00285 \times 10^4 / 435 = 0,066 \text{ cm}^2$$

Lotrechte Zugkraft T_1

$$T_1 = (T_2 \times t) / a_w$$

$$T_1 = (2,85 \times 0,85) / 0,125$$

$$T_1 = 19,38 \text{ kN}$$

Versatz Bewehrung: $a = d_1 + t_F + d_w/2$

$$a = 33 + 85 + 250/2$$

$$a = 243 \text{ mm}$$

innerer Hebelarm z : $z = 0,9 \times d < z_s = h - 2 \times d_1$

$$z = 0,9 (120 - 33) < z_s = 120 - 2 \times 33$$

$$z = 78,30 \text{ mm} < z_s = 54 \text{ mm}$$

Stützensugkraft: $F_s = \text{erf } A_{s,F} \times f_{yd}$

$$F_s = 1,16 \times 10^{-4} \times 435$$

$$F_s = 0,05 \text{ MN}$$

Gleichgewicht: $T_1 = F_s \times z / (a+z)$

$$T_1 = 0,05 \times 78,3 \text{ mm} / (248+78,30)$$

$$T_1 = 0,012 \text{ MN}$$

$$\text{Summe: } T_1 = 0,012 + 0,019$$

$$T_1 = 0,031 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,Z} = T_1 / f_{yd} = 10^4 \times 0,031 / 435 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$T_3 = C_{1x} = T_1 / \tan \theta$$

$$T_3 = 0,031 \text{ MN} / \tan 45^\circ$$

$$T_3 = 0,031 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,X2} = T_3 / f_{yd}$$

$$= 10^4 \times 0,031 / 435$$

$$= 0,72 \text{ cm}^2$$

gewählte Bügel horizontal:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,\text{vorh}} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,\text{erf}} = 0,72 + 0,066 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bügel lotrecht:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,\text{vorh}} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,\text{erf}} = 0,51 \text{ cm}^2$$

4.10.7 Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435 / 2,7)$$

$$l_b = 322 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{min}} = 0,3 \times \alpha_c \times l_b > 10 d_s$$

$$l_{b,\text{min}} = 0,3 \times 0,7 \text{ (Bügelschlaufe)} \times 322 > 10 \times 8$$

$$l_{b,\text{min}} = 67,62 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{net}} = \alpha_c \times l_b \times (A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}}) > l_{b,\text{min}}$$

$$l_{b,\text{net}} = 0,7 \times 322 \times (0,51/4,02) > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{net}} = 30 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

4.10.8 Übergreifung der horizontalen Köcherbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd}/f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435/0,7 \times 2,7) \text{ (mäßige Verbundbedingungen)}$$

$$l_b = 460 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times \alpha_a \times \alpha_1 \times l_b > 15 d_s \text{ und } > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 15 \times 8 > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 138 \text{ mm} > 120 \text{ mm} > \mathbf{200\text{mm}}$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \times l_b \times (A_{s,erf}/A_{s,vorh}) > l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_a \times l_b > l_{s,min}$$

$$l_{b,net} = 1,0 \times 460 \text{ mm} \times (0,79 \text{ cm}^2/\text{m} / 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}) > 0,3 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 91 \text{ mm} > 138 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

4.10.9 Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte

Gewählte Endhaken:

$$x - \varnothing 10: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 10 + 7 \times 10/2 + 10$$

$$\min l_H = 95 \text{ mm}$$

$$y - \varnothing 8: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 8 + 7 \times 8/2 + 8$$

$$\min l_H = 81 \text{ mm}$$

4.10.10 Nachweis Gleiten

$$T_d < R_{t,d} + E_{p,d}$$

Annahme: Nichtbindiger Boden $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$T_d = T_{G,K} \times \gamma_G$$

$$T_{G,K} = E_{a,h,k} + H$$

$$e_{agh} = \sigma_Z \times K_{agh} - c \times K_{ach}$$

$$e_{agh} = 0,85 \text{ m} \times 0,33 \times 19 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{agh} = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times e_{agh} \times h$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times 5,33 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \text{ m}$$

$$E_{agh} = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$H = - 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 2,27 \text{ kN} - 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = -0,58 \text{ kN}$$

$$T_d = -0,58 \text{ kN} \times 1,35$$

$$T_d = 0,79 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = N_K \times \tan \delta$$

$$N_K = 60,41 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = 60,41 \text{ kN} \times \tan 30^\circ$$

$$R_{t,K} = 34,8 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 34,8 \text{ kN} / 1,1$$

$$R_{t,d} = 31,7 \text{ kN}$$

$$T_d < R_{t,d}$$

$$0,79 \text{ kN} < 31,70 \text{ kN}$$

Nachweis erbracht.

4.11 Position 4.3.

LF1: ständige Einwirkung

Aus 4.8.3.1

$$N_{Ed} = 20,56 \text{ kN} \times 1,35 = 27,76 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 5,25 \text{ kNm} \times 1,35 = 7,09 \text{ kNm}$$

$$N_{Ek,GF} = - (0,85 \times 1,20 - 0,25 \times 0,22 - 0,304 \times 0,55) \times 25 \text{ kN/m}^3 = -19,94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,GF} = -19,94 \times 1,35 = -26,92 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow N_{Ed0} &= N_{Ed} + N_{Ed,GF} \\ N_{Ed0} &= -27,76 \text{ kN} + (-26,92 \text{ kN}) \\ N_{Ed0} &= -54,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{Ed0} &= M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,196 \text{ m} \\ M_{Ed0} &= 7,09 \text{ kNm} + 0 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (-54,68 \times 0,196 \text{ m}) \\ M_{Ed0} &= -3,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.11.1 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 3,63 \text{ kNm} / 54,68 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,07 < df/3 = 1,20/3 = 0,40 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

LF2: ständige Einwirkung + Veränderliche Einwirkung

Aus 4.12.3

$$N_{Ed} = 28,53 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -25,05 \text{ kNm (Th. II. O, Schnittgrößenveränderung > 10\%)}$$

$$\rightarrow N_{Ed0} = N_{Ed} + N_{Ed,GF}$$

$$N_{Ed0} = -28,53 \text{ kN} + (-26,92 \text{ kN})$$

$$N_{Ed0} = -55,45 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_{Ed0} = M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,196 \text{ m}$$

$$M_{Ed0} = 25,05 \text{ kNm} + 2,85 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (-55,45 \times 0,196 \text{ m})$$

$$M_{Ed0} = 16,60 \text{ kNm}$$

4.11.2 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 16,60 \text{ kNm} / 55,45 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,30 < df/3 = 1,20/3 = 0,40 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

4.11.3 Ermittlung der Sohlspannungen

$$\rho_{\min} = (N_{Ed0} / A_F) - (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\min} = (55,45 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) - (16,60 \text{ kNm} / 0,24 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\min} = -22,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\max} = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\max} = (55,45 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (16,60 \text{ kNm} / 0,24 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\max} = 115,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_B = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_B = (55,45 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (16,60 \text{ kNm} / 0,144 \text{ m}^4) \times (-0,35)$$

$$\rho_B = 5,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_C = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_C = (55,45 \text{ kN} / 1,20 \text{ m}^2) + (16,60 \text{ kNm} / 0,144 \text{ m}^4) \times (-0,046)$$

$$\rho_C = 40,90 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{EdB} = 0,25^2 (2 \times (-22,96) + (5,86)) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdB} = -0,42 \text{ kNm}$$

$$M_{EdC} = 0,646^2 (2 \times 115,38 + 40,90) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdC} = 18,90 \text{ kNm}$$

4.11.4 Bemessung für Biegung

Mindestbiegebewehrung:

Endzustand Rissmoment (auf 1m Streifen bezogen):

$$m_{cr} = f_{ctm} \times b \times h^2 / 6$$

$$m_{cr} = 2,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 0,30^2 / 6$$

$$m_{cr} = 39 \text{ kNm/m}$$

$$\min a_s = m_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\min a_s = 0,039 \times 10^4 / (500 \times 0,9 \times 0,26)$$

$$\min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.11.4.1 Längsbewehrung in x-Richtung

Nutzhöhe:

$$d_x = h - c_{v,l,x} - 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$d_x = 300 - 35 - 0,5 \times 10$$

$$d_x = 26 \text{ cm}$$

$$b / h / d_x = 1,00 / 0,30 / 0,26$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$\mu_{Eds} = 0,019 / (1,0 \times 0,26^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{Eds} = 0,021$$

$$\rightarrow \omega = 0,0205$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = \omega \times b \times h / f_{yd}/f_{cd}$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 0,0205 \times 1,0 \times 0,26 / 30,7$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{m} < \min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

unten: **ø 10-20 cm** mit $a_{s1,vorh} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$

oben konstruktiv: **ø 8-20 cm** mit $a_{s1,vorh} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.11.4.2 Längsbewehrung in y-Richtung

Mindestbewehrung:

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times \text{erf. } A_{s,x}$$

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min A_{s,y} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

unten: **ø 8-25 cm** mit $a_{s1,vorh} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.11.5 Bemessung für Querkraft

4.11.5.1 Durchstanzen

Die Bemessungsregeln der DIN 1045-1 für Durchstanzen gelten auch für Fundamente.

Der kritische Rundschnitt in der gedrungenen Fundamentplatte um den Köcher darf im Abstand von $1,0 \times d$ geführt werden:

$$a_{crit} = 1,0 \times d = 1,0 \times 0,26 \text{ m}$$

$$a_{crit} = 0,26 \text{ m}$$

Es stellt sich neben dem Durchstanzkegel in der ausgekragenden Fundamentplatte einachsige Beanspruchung ein, die Platte ist für Querkraft nachzuweisen.

4.11.5.2 Querkraft

Schnitt D im Abstand $d=0,26$ m vom Köcher

$$p_D = 115,38 - (115,38 - (-22,96)) \times 0,391 / 1,20$$

$$p_D = 70,30 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} = 0,5 (115,38 + 70,30) \times 0,391 \times 1,0$$

$$V_{Ed,red} = 36,30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,5 (115,38 + 40,90) \times 0,646 \times 1,0$$

$$V_{Ed} = 50,48 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,ct}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,ct} = (0,15/\gamma_c \times \kappa \times \eta_1 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}) \times b_w \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\kappa = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/260)^{1/2} = 1,88 < 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 3,93 / (100 \times 25) = 0,001572 < 0,02$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b_w = 1$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 75,65 \text{ kN} > V_{Ed,red} = 36,30 \text{ kN}$$

Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

Mindestquerkraftbewehrung:

$$\min A_{s,w} = \rho_w \times s_w \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\min \rho_w = 1,0 \times \rho = 0,083 \%$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 0,083 \times 100$$

$$\min A_{s,w} / s_w = 8,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Begrenzung der Druckstrebenfestigkeit des Betons $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times \alpha_c \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

mit:

$$\cot \theta = 3,0$$

$$\alpha_c = 0,75$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 670,90 \text{ kN} > V_{Ed} = 50,48 \text{ kN}$$

gewählte Querkraftzulage:

$$3 \times \emptyset \text{ 8-25 cm mit } a_{s1,vorh} = 3 \times 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.11.6 Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament

Zürückhängen der Querkraft V_{Ed}

$$T_2 = V_{Ed} = 2,85 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_{s,x,1} = T_2 / f_{yd} = 0,00285 \times 10^4 / 435 = 0,066 \text{ cm}^2$$

Lotrechte Zugkraft T_1

$$T_1 = (T_2 \times t) / a_w$$

$$T_1 = (2,85 \times 0,85) / 0,125$$

$$T_1 = 19,38 \text{ kN}$$

Versatz Bewehrung: $a = d_1 + t_F + d_w/2$

$$a = 33 + 85 + 250/2$$

$$a = 243 \text{ mm}$$

innerer Hebelarm z : $z = 0,9 \times d < z_s = h - 2 \times d_1$

$$z = 0,9 (120 - 33) < z_s = 120 - 2 \times 33$$

$$z = 78,30 \text{ mm} < z_s = 54 \text{ mm}$$

Stützenszugkraft: $F_s = \text{erf } A_{s,F} \times f_{yd}$

$$F_s = 1,90 \times 10^{-4} \times 435$$

$$F_s = 0,081 \text{ MN}$$

Gleichgewicht: $T_1 = F_s \times z / (a+z)$

$$T_1 = 0,081 \times 78,30 \text{ mm} / (248+78,30)$$

$$T_1 = 0,019 \text{ MN}$$

Summe: $T_1 = 0,019 + 0,019$

$$T_1 = 0,039 \text{ MN}$$

erf $A_{s,z} = T_1 / f_{yd} = 10^4 \times 0,039 / 435 = 0,89 \text{ cm}^2$

$$T_3 = C_{1x} = T_1 / \tan \theta$$

$$T_3 = 0,039 \text{ MN} / \tan 45^\circ$$

$$T_3 = 0,039 \text{ MN}$$

erf $A_{s,x2} = T_3 / f_{yd}$

$$= 10^4 \times 0,039 / 435$$

$$= 0,89 \text{ cm}^2$$

gewählte Bügel horizontal:

4 Bügel $\varnothing 8$ mit $a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,89 + 0,066 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählte Bügel lotrecht:

4 Bügel $\varnothing 8$ mit $a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,89 \text{ cm}^2$

4.11.7 Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd}/f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435/2,7)$$

$$l_b = 322 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_c \times l_b > 10 d_s$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times 0,7 \text{ (Bügelschleufe)} \times 322 > 10 \times 8$$

$$l_{b,min} = 68 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_c \times l_b \times (A_{s,erf}/A_{s,vorh}) > l_{b,min}$$

$$l_{b,net} = 0,7 \times 322 \times (0,89/4,02) > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 50 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

4.11.8 Übergreifung der horizontalen Köcherbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd}/f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435/0,7 \times 2,7) \text{ (mäßige Verbundbedingungen)}$$

$$l_b = 460 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times \alpha_a \times \alpha_1 \times l_b > 15 d_s \text{ und } > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 15 \times 8 > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 138 \text{ mm} > 120 \text{ mm} > \mathbf{200mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \times l_b \times (A_{s,erf}/A_{s,vorh}) > l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_a \times l_b > l_{s,min}$$

$$l_{b,net} = 1,0 \times 460 \text{ mm} \times (0,96 \text{ cm}^2/\text{m} / 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}) > 0,3 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 110 \text{ mm} > 138 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

4.11.9 Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte

Gewählte Endhaken:

$$x - \text{Ø } 10: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 10 + 7 \times 10/2 + 10$$

$$\min l_H = 95 \text{ mm}$$

$$y - \text{Ø } 8: \min l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\min l_H = 5 \times 8 + 7 \times 8/2 + 8$$

$$\min l_H = 81 \text{ mm}$$

4.11.10 Nachweis Gleiten

$$T_d < R_{t,d} + E_{p,d}$$

Annahme: Nichtbindiger Boden $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$T_d = T_{G,K} \times \gamma_G$$

$$T_{G,K} = E_{a,h,k} + H$$

$$e_{agh} = \sigma_z \times K_{agh} - c \times K_{ach}$$

$$e_{agh} = 0,85 \text{ m} \times 0,33 \times 19 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{agh} = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times e_{agh} \times h$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times 5,33 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \text{ m}$$

$$E_{agh} = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$H = 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 2,27 \text{ kN} + 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 5,12 \text{ kN}$$

$$T_d = 5,12 \text{ kN} \times 1,35$$

$$T_d = 7 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = N_K \times \tan \delta$$

$$N_K = 55,45 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = 55,45 \text{ kN} \times \tan 30^\circ$$

$$R_{t,K} = 32 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 32 \text{ kN} / 1,1$$

$$R_{t,d} = 29,11 \text{ kN}$$

$$T_d < R_{t,d}$$

$$7 \text{ kN} < 29,11 \text{ kN}$$

Nachweis erbracht.

4.12 Position 4.4.

LF1: ständige Einwirkung

$$\text{Aus 4.9.3.1 } N_{Ed} = 17,76 \text{ kN} \times 1,35 = 23,98 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,82 \text{ kNm} \times 1,35 = 5,16 \text{ kNm}$$

$$N_{Ek,GF} = - (0,85 \times 1,00 - 0,25 \times 0,22 - 0,304 \times 0,55) \times 25 \text{ kN/m}^3 = -15,70 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,GF} = - 15,70 \times 1,35 = -21,19$$

$$\begin{aligned} \rightarrow N_{Ed0} &= N_{Ed} + N_{Ed,GF} \\ N_{Ed0} &= -23,98 \text{ kN} + (-21,19 \text{ kN}) \\ N_{Ed0} &= -45,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{Ed0} &= M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,054 \text{ m} \\ M_{Ed0} &= 3,82 \text{ kNm} + 0 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} + (- 45,17 \times 0,054 \text{ m}) \\ M_{Ed0} &= 1,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.12.1 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 1,38 \text{ kNm} / 45,17 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,04 < df/3 = 1,00/3 = 0,33 \rightarrow \text{Liegt im Kern}$$

LF2: ständige Einwirkung + Veränderliche Einwirkung

Aus 4.13.3 $N_{Ed} = -25,24 \text{ kN} + N_{EK,GF}$ (Eigengewicht Köcherfundament) x 1,35

$$Q_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$M''_{Ed} = -5,50 \text{ kNm} \text{ (Th. II. O, Schnittgrößenveränderung } > 10\%)$$

$$\rightarrow N_{Ed0} = N_{Ed} + N_{Ed,GF}$$

$$N_{Ed0} = -25,24 \text{ kN} + (-21,19 \text{ kN})$$

$$N_{Ed0} = -49,43 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Ed0} = V_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$\rightarrow M_{Ed0} = M_{Ed} + V_{Ed} \times 0,85 \text{ m} + N_{Ed} \times 0,054 \text{ m}$$

$$M_{Ed0} = 5,50 \text{ kNm} + (-2,85 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m}) + (-49,43 \times 0,054 \text{ m})$$

$$M_{Ed0} = 0,41 \text{ kNm}$$

4.12.2 Nachweis Kippen

$$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed0}$$

$$e_0 = 0,41 \text{ kNm} / 49,43 \text{ kN}$$

$e_0 = 0,01 < df/3 = 1,00/3 = 0,33 \rightarrow$ Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt

4.12.3 Ermittlung der Sohlspannungen

$$\rho_{\min} = (N_{Ed0} / A_F) - (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\min} = (49,43 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) - (0,41 \text{ kNm} / 0,16 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\min} = 46,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\max} = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / W_F)$$

$$\rho_{\max} = (49,43 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (0,41 \text{ kNm} / 0,16 \text{ m}^3)$$

$$\rho_{\max} = 51,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_B = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_B = (49,43 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (0,41 \text{ kNm} / 0,083 \text{ m}^4) \times (-0,25)$$

$$\rho_B = 48,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_C = (N_{Ed0} / A_F) + (M_{Ed0} / I_F) \times z$$

$$\rho_C = (49,43 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}^2) + (0,41 \text{ kNm} / 0,083 \text{ m}^4) \times (0,054)$$

$$\rho_C = 49,70 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{EdB} = 0,25^2 (2 \times (46,87) + 48,19) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdB} = 1,47 \text{ kNm}$$

$$M_{EdC} = 0,446^2 (2 \times 51,92 + 49,70) \times 1,0 / 6$$

$$M_{EdC} = 5,10 \text{ kNm}$$

4.12.4 Bemessung für Biegung

Mindestbiegebewehrung:

Endzustand Rissmoment (auf 1m Streifen bezogen):

$$m_{cr} = f_{ctm} \times b \times h^2 / 6$$

$$m_{cr} = 2,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 0,30^2 / 6$$

$$m_{cr} = 39 \text{ kNm/m}$$

$$\min a_s = m_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\min a_s = 0,039 \times 10^4 / (500 \times 0,9 \times 0,255)$$

$$\min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.12.4.1 Längsbewehrung in x-Richtung

Nutzhöhe:

$$d_x = h - c_{v,l,x} - 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$d_x = 300 - 35 - 0,5 \times 10$$

$$d_x = 26 \text{ cm}$$

$$b / h / d_x = 1,00 / 0,30 / 0,26$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$\mu_{Eds} = 0,0051 / (1,0 \times 0,26^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{Eds} = 0,01$$

$$\rightarrow \omega = 0,0101$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = \omega \times b \times h / f_{yd} / f_{cd}$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 0,0101 \times 1,0 \times 0,26 / 30,7$$

$$\text{erf. } A_{s,x} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m} < \min a_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

$$\text{unten: } \varnothing \text{ 10-20 cm mit } a_{s1,\text{vorh}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,\text{erf}} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{oben konstruktiv: } \varnothing \text{ 8-20 cm mit } a_{s1,\text{vorh}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.12.4.2 Längsbewehrung in y-Richtung

Mindestbewehrung:

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times \text{erf. } A_{s,x}$$

$$\min A_{s,y} = 0,20 \times 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min A_{s,y} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung:

$$\text{unten: } \varnothing \text{ 8-25 cm mit } a_{s1,\text{vorh}} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,\text{erf}} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.12.5 Bemessung für Querkraft

4.12.5.1 Durchstanzen

Die Bemessungsregeln der DIN 1045-1 für Durchstanzen gelten auch für Fundamente. Der kritische Rundschnitt in der gedrungenen Fundamentplatte um den Köcher darf im Abstand von $1,0 \times d$ geführt werden:

$$a_{\text{crit}} = 1,0 \times d = 1,0 \times 0,26 \text{ m}$$

$$a_{\text{crit}} = 0,26 \text{ m}$$

Es stellt sich neben dem Durchstanzkegel in der ausgekragenden Fundamentplatte einachsige Beanspruchung ein, die Platte ist für Querkraft nachzuweisen.

4.12.5.2 Querkraft

Schnitt D im Abstand $d=0,255 \text{ m}$ vom Köcher

$$p_D = 51,92 - (51,92 - 46,87) \times 0,221 / 1,00$$

$$p_D = 50,80 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{\text{Ed,red}} = 0,5 (51,92 + 50,80) \times 0,221 \times 1,0$$

$$V_{\text{Ed,red}} = 11,35 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = 0,5 (51,92 + 49,70) \times 0,476 \times 1,0$$

$$V_{\text{Ed}} = 24,19 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{\text{Rd,ct}}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$V_{\text{Rd,ct}} = (0,15/\gamma_c \times \kappa \times \eta_1 \times (100 \times \rho_l \times f_{\text{ck}})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{\text{cd}}) \times b_w \times d$$

mit:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\kappa = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/26)^{1/2} = 1,88 < 2,0$$

$$\rho_l = A_{\text{sl}} / (b_w \times d) = 3,93 / (100 \times 25) = 0,001572 < 0,02$$

$$f_{\text{ck}} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd}} = 0$$

$$b_w = 1$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$V_{\text{Rd,ct}} = 75,65 \text{ kN} > V_{\text{Ed,red}} = 11,35 \text{ kN}$$

Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

Mindestquerkraftbewehrung:

$$\min A_{\text{s,w}} = \rho_w \times s_w \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\min \rho_w = 1,0 \times \rho = 0,083 \%$$

$$\min A_{\text{s,w}} / s_w = 0,083 \times 100$$

$$\min A_{\text{s,w}} / s_w = 8,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Begrenzung der Druckstrebenfestigkeit des Betons $V_{\text{Rd,max}}$

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times \alpha_c \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

mit:

$$\cot \theta = 3,0$$

$$\alpha_c = 0,75$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 670,90 \text{ kN} > V_{Ed} = 24,19 \text{ kN}$$

gewählte Querkraftzulage:

$$3 \times \varnothing 8\text{-}25 \text{ cm mit } a_{s1,vorh} = 3 \times 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.12.6 Kraftübertragung von der Wand auf das Köcherfundament

Zurückhängen der Querkraft V_{Ed}

$$T_2 = V_{Ed} = -2,85 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } A_{s,x,1} = T_2 / f_{yd} = 0,00285 \times 10^4 / 435 = 0,066 \text{ cm}^2$$

Lotrechte Zugkraft T_1

$$T_1 = (T_2 \times t) / a_w$$

$$T_1 = (2,85 \times 0,85) / 0,125$$

$$T_1 = 19,38 \text{ kN}$$

Versatz Bewehrung: $a = d_1 + t_F + d_w/2$

$$a = 33 + 85 + 250/2$$

$$a = 243 \text{ mm}$$

innerer Hebelarm z : $z = 0,9 \times d < z_s = h - 2 \times d_1$

$$z = 0,9 (120 - 33) < z_s = 120 - 2 \times 33$$

$$z = 78,30 \text{ mm} < z_s = 54 \text{ mm}$$

Stützenszugkraft: $F_s = \text{erf } A_{s,F} \times f_{yd}$

$$F_s = 1,06 \times 10^{-4} \times 435$$

$$F_s = 0,05 \text{ MN}$$

Gleichgewicht: $T_1 = F_s \times z / (a+z)$

$$T_1 = 0,05 \times 78,3 \text{ mm} / (248+78,30)$$

$$T_1 = 0,012 \text{ MN}$$

Summe: $T_1 = 0,012 + 0,019$

$$T_1 = 0,031 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,z} = T_1 / f_{yd} = 10^4 \times 0,031 / 435 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$T_3 = C_{1x} = T_1 / \tan \theta$$

$$T_3 = 0,031 \text{ MN} / \tan 45^\circ$$

$$T_3 = 0,031 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_{s,x2} = T_3 / f_{yd}$$

$$= 10^4 \times 0,031 / 435$$

$$= 0,72 \text{ cm}^2$$

gewählte Bügel horizontal:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,72 + 0,066 = 0,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bügel lotrecht:

$$4 \text{ Bügel } \varnothing 8 \text{ mit } a_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s1,erf} = 0,72 \text{ cm}^2$$

4.12.7 Verankerungslängen der lotrechten Stehbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435 / 2,7)$$

$$l_b = 322 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_c \times l_b > 10 d_s$$

$$l_{b,min} = 0,3 \times 0,7 \text{ (Bügelschlaufe)} \times 322 > 10 \times 8$$

$$l_{b,min} = 67,62 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \alpha_c \times l_b \times (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) > l_{b,min}$$

$$l_{b,net} = 0,7 \times 322 \times (0,72/4,02) > 80 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 41 \text{ mm} > 80 \text{ mm}$$

4.12.8 Übergreifung der horizontalen Köcherbügel

Grundmaß der Verankerungslänge:

$$l_b = (l_s/4) \times (f_{yd} / f_{bd})$$

$$l_b = (8/4) \times (435 / 0,7 \times 2,7) \text{ (mäßige Verbundbedingungen)}$$

$$l_b = 460 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times \alpha_a \times \alpha_1 \times l_b > 15 d_s \text{ und } > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 0,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 15 \times 8 > 200 \text{ mm}$$

$$l_{s,min} = 138 \text{ mm} > 120 \text{ mm} > \mathbf{200 \text{ mm}}$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \times l_b \times (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) > l_{b,min} = 0,3 \times \alpha_a \times l_b > l_{s,min}$$

$$l_{b,net} = 1,0 \times 460 \text{ mm} \times (0,78 \text{ cm}^2/\text{m} / 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}) > 0,3 \times 1,0 \times 460 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = 90 \text{ mm} > 138 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

4.12.9 Verankerung der Biegezugbewehrung der Fundamentplatte

Gewählte Endhaken:

$$x - \varnothing 10: \text{ min } l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\text{min } l_H = 5 \times 10 + 7 \times 10/2 + 10$$

$$\text{min } l_H = 95 \text{ mm}$$

$$y - \varnothing 8: \text{ min } l_H = 5 \times d_s + d_{br}/2 + d_s$$

$$\text{min } l_H = 5 \times 8 + 7 \times 8/2 + 8$$

$$\text{min } l_H = 81 \text{ mm}$$

4.12.10 Nachweis Gleiten

$$T_d < R_{t,d} + E_{p,d}$$

Annahme: Nichtbindiger Boden $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$T_d = T_{G,K} \times \gamma_G$$

$$T_{G,K} = E_{a,h,k} + H$$

$$e_{agh} = \sigma_z \times K_{agh} - c \times K_{ach}$$

$$e_{agh} = 0,85 \text{ m} \times 0,33 \times 19 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{agh} = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times e_{agh} \times h$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \times 5,33 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \text{ m}$$

$$E_{agh} = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$H = - 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = 2,27 \text{ kN} - 2,85 \text{ kN}$$

$$T_{G,K} = -0,58 \text{ kN}$$

$$T_d = -0,58 \text{ kN} \times 1,35$$

$$T_d = 0,79 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = N_K \times \tan \delta$$

$$N_K = 49,43 \text{ kN}$$

$$R_{t,K} = 49,43 \text{ kN} \times \tan 30^\circ$$

$$R_{t,K} = 28,54 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 28,54 \text{ kN} / 1,1$$

$$R_{t,d} = 25,94 \text{ kN}$$

$$T_d < R_{t,d}$$

$$0,79 \text{ kN} < 25,94 \text{ kN}$$

Nachweis erbracht.

4.13 Position 5: Bodenplatte

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 5. sind:

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 37,49 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 11,75 \text{ kNm}$$

4.13.1 Baustoffe

Beton C25/30 mit: $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$
Betonstahl BST 500 S(B) hochduktil mit: $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

4.13.2 Betondeckung

Annahme:

Längsbewehrung $d_{s1} < 10 \text{ mm}$

Querbewehrung $d_{sw} = 8 \text{ mm}$

Aus DIN 1045-1, Tab 4., Zeile 1

Für die Expositionsklasse XC2: $c_{min} > 10 \text{ mm}$, $\Delta c = 15 \text{ mm}$

Unter Einhaltung der Verbundbedingung: $c_{min} > d_s$

Betondeckung: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

4.13.3 Berechnung nach dem ω -Verfahren

Biegenachweis

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \times z_1$$

$$M_{Eds} = 11,75 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$\text{mit: } M_{Eds} = 11,75 \text{ kNm}$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} - 0,5 \times 1,0 \text{ cm} = 10,20 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (C25/30)}$$

$$\mu_{Eds} = 0,080 \rightarrow \omega = 0,0836$$

$$A_s = \omega \times (b \times d / (f_{yd} / f_{cd})) + N_{ed} / f_{yd}$$

$$\text{mit: } \omega = 0,0836$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,102 \text{ m}$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 30,7$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbiegebewehrung:

$$M_{cr} = (f_{ctm} \times b \times d^2) / 6$$

$$\text{Mit: } f_{ctm} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 14,46 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } a_s = M_{cr} / (f_{yk} \times z)$$

$$\text{Min } a_s = 14,46 / (500 \times 0,9 \times 0,102)$$

$$\text{Min } a_s = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Querkraftnachweis

$$V_{Rd,ct} = [0,15 / \gamma_c \times \kappa \times \eta \times (100 \times g_l \times f_{ck})^{1/3} - 0,12 \times \sigma_{cd}] \times b \times d$$

$$\text{Mit: } \gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/102)^{1/2} = 2,40 < 2,0$$

$$\eta = 1,0 \text{ (Normalbeton)}$$

$$g_l = A_s / (b \times d) = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} / (100 \times 10,2) = 0,0033 < 0,02$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$b = 1,0$$

$$d = 0,102 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 41,22 \text{ kN} > V_{Ed} = 37,48 \text{ kN} \rightarrow \text{Keine Querkraftbewehrung erforderlich!}$$

Mindestquerkraftbewehrung:

Min a_{sw} soll 20% der Längsbewehrung sein:

$$\text{Min } a_{sw} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,20$$

$$\text{Min } a_{sw} = \mathbf{0,56 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Da in x wie in y Richtung fast gleich große Moment einwirken, wird eine Q-Matte gewählt.

Überlappung: $l_s = 33 \text{ cm}$

gewählte Bewehrung:

Untere Bewehrung: **Q335A** mit $a_{s,vorh} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s,erf} 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$

Obere Bewehrung Konstruktiv **Q257A**: $a_{s,vorh} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Wegen Rissbreitenbegrenzung, siehe Kapitel 6)

4.13.4 Nachweis der Arbeitsfuge zwischen Fundament und Bodenplatte

Aufnehmbare Schubkraft ohne Verbundberechnung:

$$V_{Rdj,ct} = (n \times c_j \times f_{ct,d} - \mu \times \sigma_{Nd}) \times b$$

$$\text{Mit: } n = 1,0$$

$$c_j = 0,40 \text{ (Annahme glatte Oberfläche)}$$

$$f_{ct,d} = 1,8 \text{ N/mm}^2 / 1,8 = 1,0$$

$$\sigma_{Nd} = 0$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$V_{Rdj,ct} = 0,26 \text{ MN/m}$$

Die massgebende Querkraft:

$$V_{Ed,j} = V_{ed} / 0,9 \times d$$

$$V_{Ed,j} = 37,48 / 0,9 \times 0,65 \text{ m}$$

$$V_{Ed,j} = 0,064 \text{ MN/m}$$

Nachweis:

$$V_{Rd,j,ct} = 0,26 \text{ MN/m} > V_{Ed,j} = 0,064 \text{ MN/m}$$

Keine Verbundbewehrung erforderlich!

4.14 Position 6.: Bemessung des Eingangsbereichs

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 6. Riegel sind:

$$N = 0,07 \text{ kN}$$

$$V = 0,34 \text{ kN}$$

$$M = 0,08 \text{ kNm}$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 6. Stütze sind:

$$N = -0,95 \text{ kN}$$

$$V = 0,32 \text{ kN}$$

$$M = -0,23 \text{ kNm}$$

Gewähltes Profil U-50 S235

Spannungsnachweise Riegel :

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

$$\sigma = 0,07 / 7,12 + 8 / 10,6$$

$$\sigma = 0,80 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = V/A_w$$

$$\tau = 0,34 \text{ kN} / 2,5 \text{ cm}$$

$$\tau = 0,14 \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Spannungsnachweise Stütze :

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

$$\sigma = 0,95 / 7,12 + 23 / 10,6$$

$$\sigma = 2,31 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = V/A_w$$

$$\tau = 0,32 \text{ kN} / 2,5 \text{ cm}$$

$$\tau = 0,13 \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis Schraubverbindung Rahmenecke/ Stützenfuss

Querkraft pro Schraube:

$$S_v = 0,34 \text{ kN}/2 = 0,17 \text{ kN}$$

Normalkraft pro Schraube:

$$S_N = 0,95 \text{ kN}/2 = 0,48 \text{ kN}$$

Nachweis auf Abscheren

Grenzabscherkraft M12 – 4.6.

$$F_{V,Rd} = \alpha_a \times A \times f_{u,b} / \gamma_{Mb}$$

$$\text{mit: } \alpha_a = 0,6$$

$$A = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$f_{u,b} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{V,Rd} = 21,72 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{V,Rd} = 0,17 \text{ kN} / 21,72 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{V,Rd} = 0,01 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis auf Zug

Grenzzugkraft M12 – 4.6.

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{u,b} / \gamma_{Mb}$$

$$\text{mit: } A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$f_{u,b} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{t,Rd} = 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,48 \text{ kN} / 24,28 \text{ kN}$$

$$S_N / F_{t,Rd} = 0,02 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis Lochleibung im Flansch

Nachweis N-Komponente mit Lochspiel = 1,0 mm

Randabstände in Krafrichtung: $e_1 > 3 \times d_0 = 3 \times 13 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$

senkrecht zur Krafrichtung: $e_2 = 19 \text{ mm}$

$$k_1 = \min (2,8 \times e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = \min (2,8 \times 19 / 13 - 1,7 ; 2,5)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min (\alpha_d = e_1 / 3 \times d_0 ; f_{u,b} / f_u ; 1,0)$$

$$\alpha_b = \min (\alpha_d = 39 / 39 ; 400 / 360 ; 1,0)$$

$$\alpha_b = 1,0$$

Grenzlochleibungskraft:

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t) / \gamma_{Mc}$$

$$F_{b,Rd} = (0,8 \times 2,5 \times 1,0 \times 360 \times 12 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}) / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 34,56 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$S_v / F_{b,Rd} = 0,17 \text{ kN} / 34,56 \text{ kN}$$

$$S_v / F_{b,Rd} = 0,01 < 1,0 \rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Nachweis der Kopf- und Fussplatte

Spannungsnachweise Stütze :

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

$$\sigma = 0,95 / 19 + 23 / 12,03$$

$$\sigma = 1,96 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = V/A_w$$

$$\tau = 0,34 \text{ kN} / 2,5 \text{ cm}$$

$$\tau = 0,13 \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$$

Biegedrillknicken wird durch die angeschraubten 3mm Platten verhindert. Die Lasten sind sehr gering, so kann ein Knicken der Stützen ausgeschlossen werden.

Das Rahmensystem ist statisch überdimensioniert. Aus ästhetischen Gründen wurden diese Abmessungen und Profile gewählt. Am Stützenfuss und –Kopf werden jeweils Kopfplatten d = 5 mm angeschweißt.

In den Rahmenecken sowie am Stützenfuss wurden jeweils 2 Schrauben, M12 4.6 angeordnet. Um eine Einspannung zu ermöglichen werden die Schrauben im Stützenfuss außen montiert.

4.15 Räumliche Steifigkeit und Stabilität des Gebäudes

Translationssteifigkeit von Tragwerk:

$$F_{V,Ed} \leq K_i \times \frac{n_s}{n_s + 1,6} \times \frac{\sum E_{cd} \times I_c}{L^2}$$

$$0,40 \text{ kN/m}^2 (7 \times 5) \leq 0,31 \times \frac{1}{1 + 1,6} \times \frac{2 \times \frac{33000}{1,2} \times 72,92}{5^2}$$

$$14 \text{ kN} \leq 19127 \text{ kN}$$

Unverschieblich in x und y Richtung

Tabelle 14 Berechnung des Schubmittelpunktes

Bauteil	I_{yi}	I_{zi}	I_{yzi}	y_i	z_i	$I_{yi} \times y_i$	$I_{zi} \times z_i$
1	0	3,185	0	-3,5	0,075	0	0,238
2	0	3,185	0	-3,5	4,925	0	15,68
3	1,562	0	0	6,925	2,5	10,81	0

4	1,562	0	0	0,075	2,5	0,117	0
Σ	3,12	6,37	0	/	/	10,92	15,92

$$y_0 = 10,92 / 3,12 = 3,50 \text{ m}$$

$$z_0 = 15,92 / 6,37 = 2,50 \text{ m}$$

Tabelle 15 Berechnung der Labilitätszahl für Torsion um die x-Achse

	I_{yi}	I_{zi}	y_{Mi}	z_{Mi}	$I_{yi} \times y_i$	$I_{zi} \times z_i$	$I_{yi} \times y_i^2$	$I_{zi} \times z_i^2$	I_T
1	0	3,18	0	-2,42	0	-7,72	0	18,73	0,007
2	0	3,18	0	-2,42	0	7,72	0	18,73	0,007
3	1,56	0	-3,42	0	-5,35	0	18,32	0	0,007
4	1,56	0	3,42	0	5,35	0	18,32	0	0,007
Σ							36,64	37,46	0,026
							$I_\omega = 74,10 \text{ m}^6$		

$$\frac{1}{L} \times \sqrt{\frac{E_{cd} \times I_\omega}{F_{V,Ed} \times (d^2 / 12 + c^2)}} + \frac{1}{2,24} \times \sqrt{\frac{G_{cd} \times I_T}{F_{V,Ed} \times (d^2 / 12 + c^2)}} \geq \frac{1}{\sqrt{k^*}}$$

$$\frac{1}{5} \times \sqrt{\frac{27500 \times 74,10}{14 \times (8,60^2 / 12 + 0^2)}} + \frac{1}{2,24} \times \sqrt{\frac{\frac{27500}{2,4} \times 0,026}{14 \times (8,60^2 / 12 + 0^2)}} \geq \frac{1}{\sqrt{0,31 \times \frac{1}{1+1,6}}}$$

$$30,73 + 0,83 \geq 2,90$$

$$31,56 \geq 2,90$$

Ausreichende Verdrehungssteifigkeit gegeben!

5 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Verbundträger

5.1.1 Mit dem Gesamtquerschnittsverfahren

Eingangswerte:

$$u = 2 \times (0,03\text{m} + 0,30\text{m}) = 0,66 \text{ m}$$

$$A_c = 0,3\text{m} \times 0,03\text{m} = 0,009 \text{ m}^2$$

$$h_0 = (2 \times A_c) / u$$

$$h_0 = (2 \times 0,009) / 0,66$$

$$h_0 = 0,027 \text{ m}$$

$$h_0 = 2,72 \text{ cm}$$

Beton C100/115 (Annahme)

Endkriechzahl für Betonplatteneigengewicht ($t_0 = 28$ Tage) $\varphi = 1,0$

Endkriechzahl für Schwinden ($t_0 = 1$ Tage) $\varphi = 1,5$

$\psi_P = 1,1$ für zeitliche konstante Einwirkungen

$\psi_S = 0,55$ für Schwinden

$$n_P = n_{01} (1 + \psi_P \times \varphi) = 6,00 (1 + 1,1 \times 1,0) = 12,60$$

$$n_S = n_{01} (1 + \psi_S \times \varphi) = 6,00 (1 + 0,55 \times 1,5) = 10,95$$

$$n_{\text{Glas}} = 3,0$$

Ideelle Querschnittswerte für zeitlich konstante Einwirkungen aus Eigengewicht

$$n_P = 12,60; n_{02} = 3,0$$

Beton:

$$A_{c,0} = A_c / n_{01} = 90 / 12,60 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,0} = I_c / n_{01} = 67,5 / 12,60 = 5,35 \text{ cm}^4$$

Glas:

$$A_{G,0} = A_G / n_{02} = 115 / 3 = 38,33 \text{ cm}^2$$

$$I_{G,0} = I_G / n_{02} = 5069 / 3 = 1689,86 \text{ cm}^4$$

Gesamtfläche:

$$A_{i,0} = A_{st} + A_{G,0} + A_{c,0}$$

$$A_{i,0} = 30 + 7,14 + 38,33$$

$$A_{i,0} = 75,47 \text{ cm}^2$$

Schwerpunkt am Gesamtquerschnitt:

$$a_s = \frac{7,14 \times 1,5 + 38,33 \times 14,5 + 30 \times 26,75}{75,47} = 18,14 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment am Gesamtquerschnitt:

$$I_V = (5,35 + 7,14 \times (18,14 - 1,5)^2) + (1689,86 + 38,33 \times (\frac{23}{2} + 3 - 18,14)^2) \\ + (5,625 + 30 \times (27,5 - 18,14 - 0,75)^2) \\ I_V = 6409,65 \text{ cm}^4$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.2. sind:

$$N_{Ed} = 1,55 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 15,03 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -15,77 \text{ kNm}$$

Biegespannungen im Bauteil

Beton-Obergurt:

$$\min \sigma_c = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{01})$$

$$\min \sigma_c = (1,55 \text{ kN} / 90 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 6409,65 \text{ cm}^4 \times 18,14 \text{ cm}) \times (1/12,60)$$

$$\min \sigma_c = -0,35 \text{ kN/cm}^2 = -3,52 \text{ N/mm}^2$$

Glassteg:

Oben:

$$\min \sigma_G = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{02})$$

$$\min \sigma_G = (1,55 \text{ kN} / 78,65 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 6409,65 \text{ cm}^4 \times 15,14 \text{ cm}) \times (1/3)$$

$$\min \sigma_G = -1,23 \text{ kN/cm}^2 = -12,35 \text{ N/mm}^2$$

Unten:

$$\max \sigma_G = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{02})$$

$$\max \sigma_G = (1,55 \text{ kN} / 36,35 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 6409,65 \text{ cm}^4 \times 7,86 \text{ cm}) \times (1/3)$$

$$\max \sigma_G = 0,65 \text{ kN/cm}^2 = 6,58 \text{ N/mm}^2$$

Stahl-Untergurt:

$$\min \sigma_A = N/A \pm M/I \times a_s$$

$$\min \sigma_A = 1,55 \text{ kN} / 30 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 6409,65 \text{ cm}^4 \times 8,61 \text{ cm}$$

$$\min \sigma_A = 2,17 \text{ kN/cm}^2 = 21,70 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Obergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_{c,0} \times z$$

$$S_{\text{obergurt}} = 7,14 \times 16,64$$

$$S_{\text{obergurt}} = 118,80 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 118,80 \text{ cm}^3) / 6409,65 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,27 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,27 \text{ kN/ cm / 5cm}$$

$$\max \tau = 0,055 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 0,55 \text{ N/ mm}^2$$

Schubspannungen am Schwerpunkt des Verbundträgers

$$S_{\text{Steg}} = 118,80 \text{ cm}^3 + (n_G \times A_G \times z)$$

$$S_{\text{Steg}} = 118,80 \text{ cm}^3 + (0,33 \times 18,14 \times 5 \times 18,14/2)$$

$$S_{\text{Steg}} = 390,27 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 390,27 \text{ cm}^3) / 6409,65 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,91 \text{ kN/ cm}$$

$$\max \tau = 0,91 \text{ kN/ cm / 5cm}$$

$$\max \tau = 0,18 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 1,83 \text{ N/ mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Untergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_A \times z$$

$$S_{\text{obergurt}} = 30 \times 9,36$$

$$S_{\text{obergurt}} = 280,80 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 280,80 \text{ cm}^3) / 6409,65 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,66 \text{ kN/ cm}$$

$$\max \tau = 0,66 \text{ kN/ cm / 5cm}$$

$$\max \tau = 0,131 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 1,31 \text{ N/ mm}^2$$

Darstellung

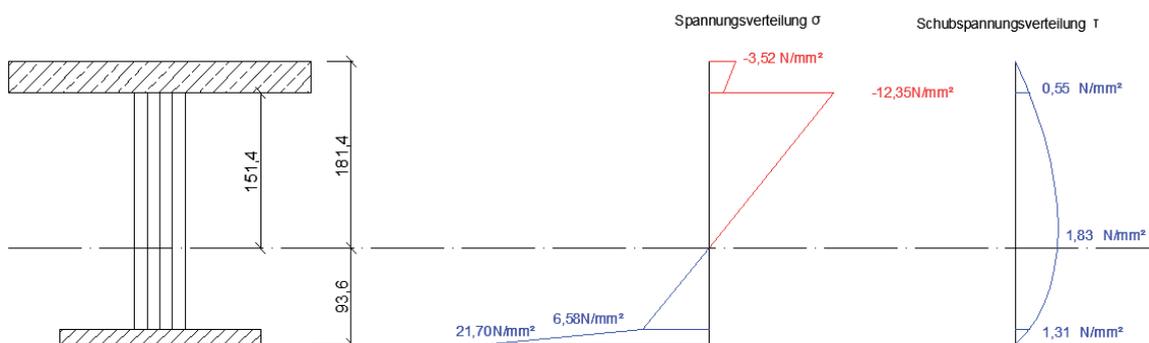


Abbildung 54: Spannungsverteilung für Konstante Belastung

Ideelle Querschnittswerte für Schwinden

$$n_P = 10,95; n_{02} = 3,0$$

Beton:

$$A_{c,0} = A_c/n_{01} = 90/10,95 = 8,22 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,0} = I_c/n_{01} = 67,5/10,95 = 6,16 \text{ cm}^4$$

Glas:

$$A_{G,0} = A_G/n_{02} = 115/3 = 38,33 \text{ cm}^2$$

$$I_{G,0} = I_G/n_{02} = 5069/3 = 1689,86 \text{ cm}^4$$

Gesamtfläche:

$$A_{i,0} = A_{st} + A_{G,0} + A_{c,0}$$

$$A_{i,0} = 30 + 8,22 + 38,33$$

$$A_{i,0} = 76,55 \text{ cm}^2$$

Schwerpunkt am Gesamtquerschnitt:

$$a_s = \frac{8,22 \times 1,5 + 38,33 \times 14,5 + 30 \times 26,75}{76,55} = 17,90 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment am Gesamtquerschnitt:

$$I_V = (6,16 + 8,22 \times (17,90 - 1,5)^2) + (1689,86 + 38,33 \times (\frac{23}{2} + 3 - 17,90)^2) + (5,625 + 30 \times (27,5 - 17,90 - 0,75)^2)$$

$$I_V = 6705,26 \text{ cm}^4$$

Maßgebende Kräfte zur Bemessung der Position 2.2. sind:

$$N_{Ed} = 1,55 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 15,03 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -15,77 \text{ kNm}$$

Biegespannungen im Bauteil

Beton-Obergurt:

$$\min \sigma_c = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{01})$$

$$\min \sigma_c = (1,55 \text{ kN} / 90 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 6405,26 \text{ cm}^4 \times 17,90 \text{ cm}) \times (1/10,95)$$

$$\min \sigma_c = -0,40 \text{ kN/cm}^2 = -4,00 \text{ N/mm}^2$$

Glassteg:

Oben:

$$\min \sigma_G = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{02})$$

$$\min \sigma_G = (1,55 \text{ kN} / 75,90 \text{ cm}^2 - 15,77 \text{ kNm} / 6405,26 \text{ cm}^4 \times 14,90 \text{ cm}) \times (1/3)$$

$$\min \sigma_G = -1,21 \text{ kN/cm}^2 = -12,16 \text{ N/mm}^2$$

Unten:

$$\max \sigma_G = (N/A \pm M/I \times a_s) \times (1/n_{02})$$

$$\max \sigma_G = (1,55 \text{ kN} / 39,10 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 6405,26 \text{ cm}^4 \times 8,10 \text{ cm}) \times (1/3)$$

$$\max \sigma_G = 0,67 \text{ kN/cm}^2 = 6,77 \text{ N/mm}^2$$

Stahl-Untergurt:

$$\min \sigma_A = N/A \pm M/I \times a_s$$

$$\min \sigma_A = 1,55 \text{ kN} / 30 \text{ cm}^2 + 15,77 \text{ kNm} / 6405,26 \text{ cm}^4 \times 8,85 \text{ cm}$$

$$\min \sigma_A = 2,23 \text{ kN/cm}^2 = 22,30 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Obergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_{c,0} \times z$$

$$S_{\text{obergurt}} = 8,22 \times 16,40$$

$$S_{\text{obergurt}} = 134,80 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 134,80 \text{ cm}^3) / 6405,26 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,31 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,31 \text{ kN/cm} / 5 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 0,063 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max \tau = 0,63 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen am Schwerpunkt des Verbundträgers

$$S_{\text{Steg}} = 134,80 \text{ cm}^3 + (n_G \times A_G \times z)$$

$$S_{\text{Steg}} = 134,80 \text{ cm}^3 + (0,33 \times 17,90 \times 5 \times 17,90/2)$$

$$S_{\text{Steg}} = 399,14 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,03 \text{ kN} \times 399,14 \text{ cm}^3) / 6405,26 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,93 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,93 \text{ kN/cm} / 5 \text{ cm}$$

$$\max \tau = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max \tau = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen in der Klebefuge am Untergurt

$$S_{\text{obergurt}} = A_A \times z$$

$$S_{\text{obergurt}} = 30 \times 9,60$$

$$S_{\text{obergurt}} = 288 \text{ cm}^3$$

$$\max T = (V \times S) / I$$

$$\max T = (15,07 \text{ kN} \times 288 \text{ cm}^3) / 6405,26 \text{ cm}^4$$

$$\max T = 0,67 \text{ kN/cm}$$

$$\max \tau = 0,67 \text{ kN/ cm / 5cm}$$

$$\max \tau = 0,135 \text{ kN/ cm}^2$$

$$\max \tau = 1,35 \text{ N/ mm}^2$$

Darstellung

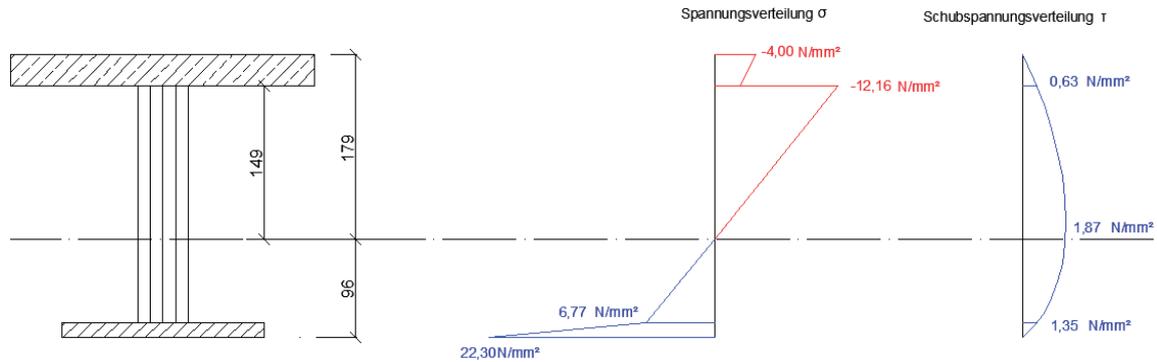


Abbildung 55: Spannungsverteilung bei Schwinden

5.1.2 Mit dem Teilquerschnittsverfahren nach Sattler [4]

Bei Konstanter Belastung

Einfluss aus Kriechen und Schwinden

Sattler hat die Kriechzahl φ für Aussenbauteile mit 2,0 bis 3,0 definiert. Auf den folgenden Seiten werden die Spannungen mit $\varphi=2,0$ bzw. 3,0 berechnet.

$$\varphi = 2,0$$

$$N_S = \frac{20 \times 10^{-5}}{2,0} \times 3500 \text{ kN/ cm}^2 \times 15 \text{ cm}^2$$

$$N_S = 5,25$$

Umlagerungsgrößen:

$$N_{B+S;b;t}^x = [5,25 - (-40,16)] \times (1 - e^{-0,412655 \times 2,0})$$

$$N_{B+S;b;t}^x = 25,51 \text{ kN}$$

$$N_{B+S;st;t}^x = -25,51 \text{ kN}$$

$$M_{B+S;st;t}^x = 0,1838 \times 25,51 \text{ kN}$$

$$M_{B+S;st;t}^x = 4,68 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{st} = 0,412655$$

mit $\varphi_n = 2,0$

$$A_{st} = 0,378563$$

$$M_{B+S;b,t}^X = -0,0266(1 - e^{-2,0}) + \frac{11,25}{8387,28} (4,68) \times 0,378563$$

$$M_{B+S;st,t}^X = -0,020632 \text{ kNm}$$

Tabelle 16 Belastungsaufteilung zur Zeit $t = t_n$ ($\varphi = 2,0$)

$N_{B+S;b,t}^X - N_{B+S;st,t}^X$	$M_{B+S;st,t}^X$	$M_{B+S;b,t}^X$	$N_{B+S;b,0+t}^X - N_{B+S;st,0+t}^X$	$M_{B+S;b,0+t}^X$	$M_{B+S;st,0+t}^X$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
25,51	4,68	-0,020632	-14,65	0,0059	12,18	-1,75	-1,50	-47,0	23,6

Die Spannungen am Glassteg sind mit einem E-Modul von 210000 N/mm² berechnet worden. Diese müssen entsprechend mit einem Faktor 3,0 reduziert werden.

Darstellung



Abbildung 56: Spannungsverteilung nach Schwinden und Kriechen nach dem Teilquerschnittsverfahren $\varphi=2,0$

Bei konstanter Belastung

Einfluss aus Kriechen und Schwinden

$$\varphi = 3,0$$

$$N_S = \frac{20 \times 10^{-5}}{3,0} \times 3500 \text{ kN/cm}^2 \times 15 \text{ cm}^2$$

$$N_S = 3,5 \text{ kN}$$

Umlagerungsgrößen:

$$N_{B+S;b,t}^X = [3,5 - (-40,16)] \times (1 - e^{-0,412655 \times 2,0})$$

$$N_{B+S;b,t}^X = 31 \text{ kN}$$

$$N_{B+S;st,t}^X = -31 \text{ kN}$$

$$M_{B+S;st,t}^X = 0,1838 \times 31\text{kN}$$

$$M_{B+S;st,t}^X = 5,70\text{kNm}$$

$$\alpha_{st} = 0,412655$$

mit $\varphi_n = 3,0$

$$A_{st} = 0,23766$$

$$M_{B+S;b,t}^X = -0,0266(1 - e^{-3,0}) + \frac{11,25}{8387,28}(5,70) \times 0,23766$$

$$M_{B+S;st,t}^X = -0,02346\text{kNm}$$

Tabelle 17 Belastungsaufteilung zur Zeit $t = t_n$ ($\varphi = 3,0$)

$N_{B+S;b,t}^X = -N_{B+S;st,t}^X$	$M_{B+S;st,t}^X$	$M_{B+S;b,t}^X$	$N_{B+S;b,0+t}^X = -N_{B+S;st,0+t}^X$	$M_{B+S;b,0+t}^X$	$M_{B+S;st,0+t}^X$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
31	5,70	-0,02346	-9,16	0,0032	13,20	-1,08	-0,94	-51,4	25,1

Die Spannungen am Glassteg sind mit einem E-Modul von 210000N/mm² berechnet worden. Diese müssen entsprechend mit einem Faktor 3,0 reduziert werden. Die Schubspannungen werden analog zum Gesamtquerschnittsverfahren bestimmt.

Darstellung

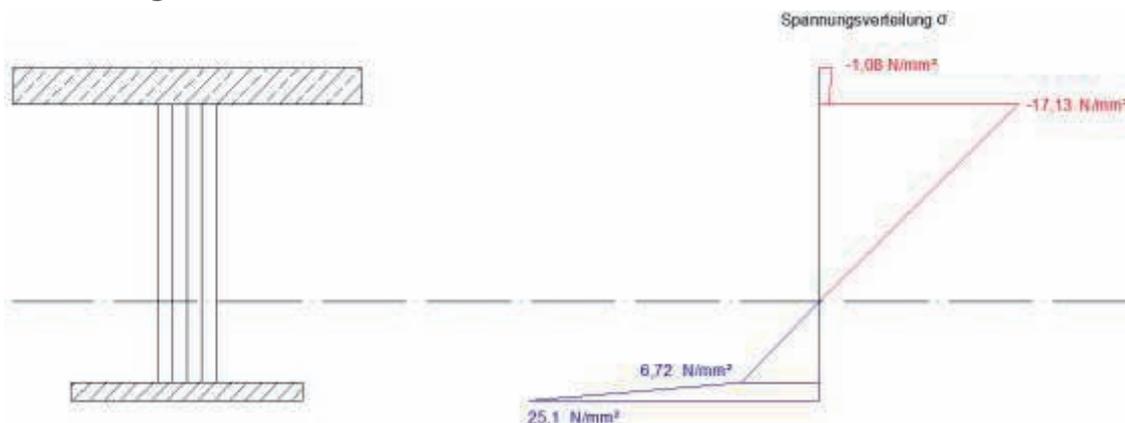


Abbildung 57: Spannungsverteilung nach Schwinden und Kriechen nach dem Teilquerschnittsverfahren $\varphi=3,0$

5.1.3 Mit dem Verfahren nach Bandel [10]

Bei Konstanter Belastung:

Einfluss aus Kriechen und Schwinden

Wie Sattler geht auch Bandel mit der Kriechzahl φ für Aussenbauteile mit 2,0 bis 3,0 aus. Auf den folgenden Seiten werden die Spannungen mit $\varphi=2,0$ bzw. 3,0 berechnet.

$$\varphi = 2,0$$

$$\Psi_{st} = 0,65$$

$$\Phi = 1 + 0,65 \times 2,0$$

$$\Phi = 2,30$$

Umlagerungsgrößen:

$$N_{B+S;b;t}^x = \frac{(N_S - N_{B;b;0}^x) \times \varphi_n}{\Phi_{st} + \frac{A_{b,r}}{A_{st}} + a^2 \times \frac{A_{b,r}}{I_{st}}}$$

$$N_{B+S;b;t}^x = \frac{(5,25 - (-40,16)) \times 2,0}{2,30 + \frac{15}{68,33} + 18,38^2 \times \frac{15}{4220,83}}$$

$$N_{B+S;b;t}^x = 24,41 \text{ kN}$$

$$N_{B+S;st,t}^x = -24,41 \text{ kN}$$

$$M_{B+S;st,t}^x = 18,38 \times (-24,41 \text{ kN})$$

$$M_{B+S;st,t}^x = 4,49 \text{ kNm}$$

$$M_{B+S;b,t}^x = \left(-0,02682 \times 2,0 + 4,49 \times \frac{11,25}{4220,83} \right) \times \frac{1}{2,30}$$

$$M_{B+S;b,t}^x = -0,0181 \text{ kNm}$$

Tabelle 18 Belastungsaufteilung zur Zeit $t = t_n$ ($\varphi = 2,0$)

$N_{B+S;b,t}^x = -N_{B+S;st,t}^x$	$M_{B+S;st,t}^x$	$M_{B+S;b,t}^x$	$N_{B+S;b,0+t}^x = -N_{B+S;st,0+t}^x$	$M_{B+S;b,0+t}^x$	$M_{B+S;st,0+t}^x$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
24,41	4,49	-0,0181	-15,75	0,0084	11,99	-1,93	-1,56	-45,64	23,9

Die Spannungen am Glassteg sind mit einem E-Modul von 210000 N/mm² berechnet worden. Diese müssen entsprechend mit einem Faktor 3,0 reduziert werden.

Die Schubspannungen werden analog zum Gesamtquerschnittsverfahren bestimmt.

Darstellung

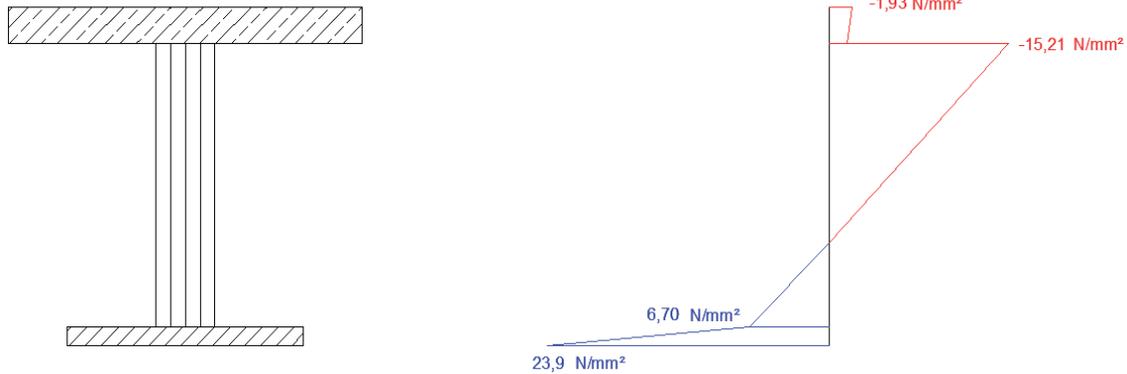


Abbildung 58: Spannungsverteilung nach Schwinden und Kriechen nach dem Verfahren nach Bandel $\varphi=2,0$

Bei Konstanter Belastung

Einfluss aus Kriechen und Schwinden

$$\varphi = 3,0$$

$$\Psi_{st} = 0,65$$

$$\Phi = 1 + 0,65 \times 3,0$$

$$\Phi = 3,30$$

Umlagerungsgrößen:

$$N_{B+S;b;t}^x = \frac{(N_s - N_{B;b;0}^x) \times \varphi_n}{\Phi_{st} + \frac{A_{b,r}}{A_{st}} + a^2 \times \frac{A_{b,r}}{I_{st}}}$$

$$N_{B+S;b;t}^x = \frac{(3,50 - (-40,16)) \times 3,0}{3,30 + \frac{15}{68,33} + 18,38^2 \times \frac{15}{4220,83}}$$

$$N_{B+S;b;t}^x = 27,75 \text{ kN}$$

$$N_{B+S;st,t}^x = -27,75 \text{ kN}$$

$$M_{B+S;st,t}^x = 18,38 \times (-24,41 \text{ kN})$$

$$M_{B+S;st,t}^x = 5,10 \text{ kNm}$$

$$M_{B+S;b,t}^x = \left(-0,02682 \times 3,0 + 5,10 \times \frac{11,25}{4220,83} \right) \times \frac{1}{3,30}$$

$$M_{B+S;b,t}^x = -0,0202 \text{ kNm}$$

Tabelle 19 Belastungsaufteilung zur Zeit $t = t_n$ ($\varphi = 3,0$)

$N_{B+S;b,t}^x - N_{B+S;st,t}^x$	$M_{B+S;st,t}^x$	$M_{B+S;b,t}^x$	$N_{B+S;b,0+t}^x - N_{B+S;st,0+t}^x$	$M_{B+S;b,0+t}^x$	$M_{B+S;st,0+t}^x$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;b,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$	$\sigma_{B+S;st,0+t}$
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
27,75	5,10	-0,0202	-12,41	0,0064	12,60	-2,78	-2,73	-48,5	24,5

Die Spannungen am Glassteg sind mit einem E-Modul von 210000N/mm² berechnet worden. Diese müssen entsprechend mit einem Faktor 3,0 reduziert werden. Die Schubspannungen werden analog zum Gesamtquerschnittsverfahren bestimmt.

Darstellung

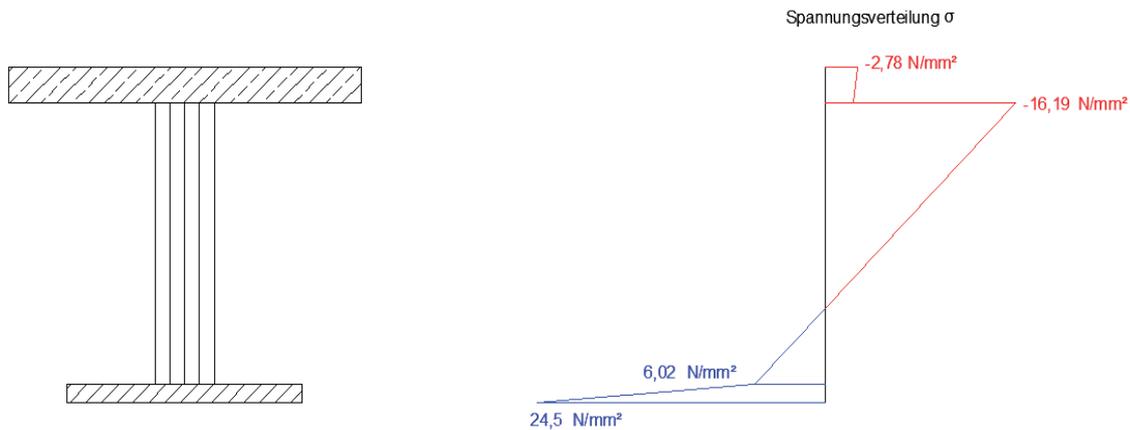


Abbildung 59: Spannungsverteilung nach Schwinden und Kriechen nach dem Verfahren nach Bandel $\varphi=3,0$

5.1.4 Vergleich der Ergebnisse

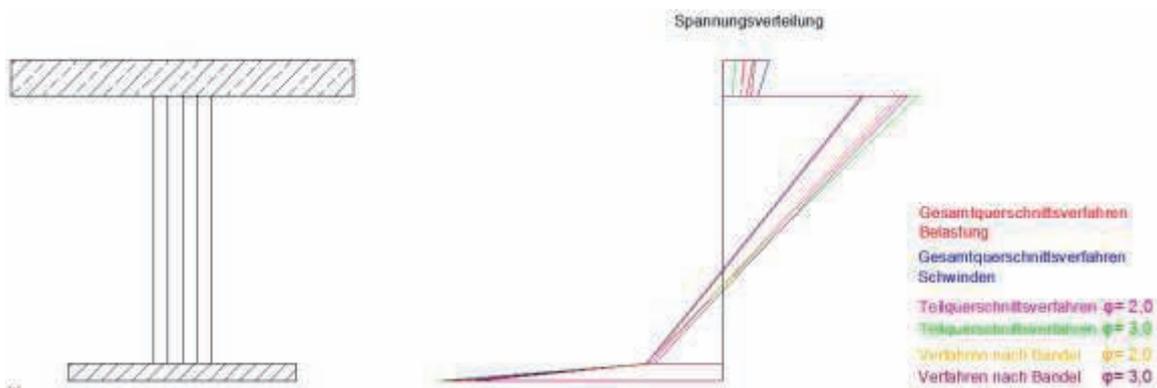


Abbildung 60: Vergleich der Spannungen σ

Durch Belastung, Schwinden und Kriechen nehmen die Spannungen im Betonobergurt ab und lagern sich um. Dies erklärt sich dadurch, dass die Lage des Schwerpunktes sich nach

unten verlagert. Der Stahluntergurt hat eine deutlich grössere Steifigkeit als der Betonobergurt.

Bei den verschiedenen Verfahren ist zu beobachten, dass Spannungen sich infolge Belastung, Schwinden und Kriechen nur geringfügig verändern. Der Lastabtrag ist nach wie vor gewährleistet.

5.1.5 Durchbiegungsnachweis

Dauerlast, $t = 0$

$$f_q = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_a \times I_{i,0}}$$

$$f_q = \frac{5 \times 3,49 \text{ kN/m} \times 4,44^4}{384 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 8382 \text{ cm}^4}$$

$$f_q = 0,10 \text{ cm}$$

Dauerlast, $t = \infty$

$$f_{q\infty} = 0,10 \text{ cm} \times \frac{8382 \text{ cm}^4}{6409 \text{ cm}^4}$$

$$f_{q\infty} = 0,13 \text{ cm}$$

Kriechen unter Dauerlast alleine:

$$f_k = 0,13 \text{ cm} - 0,10 \text{ cm} = 0,03 \text{ cm}$$

Schwinden:

Das Endschwindmaß wurde gemäß EN 1992-1-1 zu 0,5‰ ermittelt.

$$N_{\text{sch}} = A_C \times \frac{E_a}{n_s} \times \varepsilon_{CS}$$

$$N_{\text{sch}} = 90 \text{ cm}^2 \times \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{12,93} \times 500 \times 10^{-6}$$

$$N_{\text{sch}} = 73 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sch}} = N_{\text{sch}} \times z_{\text{sch}}$$

$$M_{\text{sch}} = 73 \text{ kN} \times 0,166$$

$$M_{\text{sch}} = 12,17 \text{ kN}$$

$$f_{\text{sch}} = \frac{1}{8} \times \frac{12,17 \times 4,40^2}{21000 \times 6405,26}$$

$$f_{\text{sch}} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = 0,10 + 0,03 + 0,22$$

$$f_{\text{max}} = 0,35 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = 3,5 \text{ mm}$$

Gesamtverformung des Verbundträgers:

Die Verformung der Bewehrungseisen in der Aussenwand infolge Belastung muss bei der Gesamtverformung mit berücksichtigt werden. (Diese Verformung tritt nur dann auf, wenn die Auflagertasche nicht vollständig mit Beton ausgefüllt werden würde).

$$\omega = \frac{n \times F \times l^3}{384 \times E \times I}$$

$$\omega = \frac{2 \times 7,73 \text{kN} \times 0,10 \text{m}^3}{384 \times 21000 \times 10^4 \times \frac{\pi}{4} \times 0,01^4}$$

$$\omega = 2,44 \text{mm}$$

Zulässige Durchbiegung:

$$f_{\text{max,zul}} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\text{max,zul}} = \frac{4400}{250} \geq f_{\text{max}} = 3,5 \text{mm} + 2,44 \text{mm}$$

$$f_{\text{max,zul}} = 17,60 \text{mm} \geq f_{\text{max}} = 5,94 \text{mm}$$

Bei Gesamtquerschnittsverfahren sind die ermittelten Spannungen und Verformungen abhängig von der Dauer der Belastung und von der Festigkeit des Betons. Dies stellt einen großen Unterschied zum Teilschnittgrößenverfahren dar. Hier wird grob von einem Kriechbeiwert ϕ von 2,0 bis 3,0 ausgegangen.

Die ermittelten Werte sind nur theoretisch. In der Praxis kriecht und schwindet der Beton schon während und nach dem Betonieren. Bevor der Verbundträger zusammengeklebt wird, muss die Betonplatte vorgefertigt werden. Um die Spannungen zu minimieren wäre es von Vorteil wenn der Betongurt eine längere Zeit lagern könnte und somit die Kriech und Schwind Prozesse größtenteils abgeschossen wären.

5.2 Rissbreitenbeschränkung

5.2.1 Aussenwände

Ermittlung der Rissbreitenbeschränkung infolge des Abfließens der Hydratationswärme.

Anforderungen nach DIN 1045-1

Mindesterforderungsklasse in Abhängigkeit von der Expositionsklasse XC1; Stahlbetonteile → Klasse F → Rechenwert der Rissbreite w_k in mm = 0,4

$$f_{\text{ct,eff}} = 0,5 \times 0,3 \times \sqrt[3]{30^2}$$

$$f_{\text{ct,eff}} = 1,44$$

$$\max F_s = k_c \times k \times A_{ct} \times f_{ct,eff}$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentrischer Zwang)}$$

$$k = 0,8$$

$$A_{ct} = 0,15 \times 1,0 = 0,15 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$\max F_s = 1,0 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,44$$

$$\max F_s = 0,173 \text{ MN / m}$$

$$F_{cr} = 1,44 \times 2 \times 2,5 \times 0,02 \text{ m}$$

$$F_{cr} = 0,144 \text{ MN / m}$$

$$F_s > F_{cr}$$

$$A_s = \sqrt{\frac{F_{cr} \times d_s \times (F_s - 0,6 \times F_{cr})}{3,6 \times f_{ct,eff} \times E_s \times w_k}}$$

$$A_s = \sqrt{\frac{0,44 \times 0,007 \times (0,173 - 0,6 \times 0,144)}{3,6 \times 1,44 \times 200000 \times 0,0004}}$$

$$A_s = 4,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 2,29 \text{ cm}^2 / \text{m je Seite}$$

Gewählte Bewehrung oben und unten **Q257A** Matten

Da alle Betonelemente eine Dicke von 15 cm, besitzen, gilt diese Berechnung der Rissbreitenbeschränkung für alle Betonfertigteile.

5.2.2 Fundamente

Ermittlung der Rissbreitenbeschränkung infolge des Abfließens der Hydratationswärme.

Anforderungen Nach DIN 1045-1

Mindestanforderungsklasse in Abhängigkeit von der Expositionsklasse XC2; Stahlbetonteile →

Klasse E → Rechenwert der Rissbreite w_k in mm = 0,3

$$f_{ct,eff} = 0,5 \times 0,3 \times \sqrt[3]{25^2}$$

$$f_{ct,eff} = 1,28$$

$$\max F_s = k_c \times k \times A_{ct} \times f_{ct,eff}$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentrischer Zwang)}$$

$$k = 0,56$$

$$A_{ct} = 0,70 \times 1,0 = 0,70 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$\max F_s = 1,0 \times 0,56 \times 0,70 \times 1,28$$

$$\max F_s = 0,50 \text{ MN / m}$$

$$F_{cr} = 1,28 \times 2 \times 2,5 \times 0,035\text{m}$$

$$F_{cr} = 0,224\text{MN/m}$$

$$F_s > F_{cr}$$

$$A_s = \sqrt{\frac{F_{cr} \times d_s \times (F_s - 0,6 \times F_{cr})}{3,6 \times f_{ct,eff} \times E_s \times w_k}}$$

$$A_s = \sqrt{\frac{0,224 \times 0,008 \times (0,50 - 0,6 \times 0,224)}{3,6 \times 1,28 \times 200000 \times 0,0003}}$$

$$A_s = 15,39\text{cm}^2/\text{m}$$

Gewählt: 7 x ø8 = 3,5 cm²/m (GZT schon vorhanden) + 24 x ø8 = 12 cm²/m

5.2.3 Bodenplatte

Ermittlung der Rissbreitenbeschränkung infolge des Abfließens der Hydratationswärme.

Anforderungen Nach DIN 1045-1

Mindesterforderungsklasse in Abhängigkeit von der Expositionsklasse XC2; Stahlbetonteile →

Klasse E → Rechenwert der Rissbreite w_k in mm = 0,3

$$f_{ct,eff} = 0,5 \times 0,3 \times \sqrt[3]{25^2}$$

$$f_{ct,eff} = 1,28$$

$$\max F_s = k_c \times k \times A_{ct} \times f_{ct,eff}$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentrischer Zwang)}$$

$$k = 0,80$$

$$A_{ct} = 0,15 \times 1,0 = 0,70\text{m}^2/\text{m}$$

$$\max F_s = 1,0 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,28$$

$$\max F_s = 0,154\text{MN/m}$$

$$F_{cr} = 1,28 \times 2 \times 2,5 \times 0,035\text{m}$$

$$F_{cr} = 0,224\text{MN/m}$$

$$F_s < F_{cr}$$

Zustand I

Erstrissbild

$$A_s = \frac{1}{1,2} \times \sqrt{\frac{F_s^2 \times d_s}{6 \times w_k \times E_s \times f_{ct,ef}}}$$

$$A_s = \frac{1}{1,2} \times \sqrt{\frac{0,154^2 \times 0,008}{6 \times 0,0003 \times 200000 \times 1,28}}$$

$$A_s = 5,34\text{cm}^2/\text{m}$$

2,67 cm²/m je Seite

Gewählt: Unten Q335A Matte mit 3,35 cm²/m

Ober Q275A Matte mit 2,57 cm²/m

Literatur

- [1] Schneider: Bautabellen für Ingenieure 19. Auflage, Werner Verlag, 2010
- [2] Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen (TRLV)
- [3] Hänsel, J.: Praktische Berechnungsverfahren für Stahlträgerverbundkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung neuer Erkenntnisse zum Betonzeitverhalten. Dissertation. Technisch - Wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau Nr. 75-2, Ruhr-Uni Bochum, 1975
- [4] Konrad Sattler: Theorie der Verbundträgerkonstruktionen, Band 1: Zahlenbeispiele, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn – Berlin, 1959
- [5] Konrad Sattler: Theorie der Verbundträgerkonstruktionen, Band 1: Theorie, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn – Berlin, 1959
- [6] Busemann Rolf: Stahlbau, v. 20 No 9, Septmeber 1951 S.105-109
- [7] Ibach Hans Detlev: Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage der Eurocodes
- [8] Clarke, J.L.: Structural design of polymer composites – EUROCOMP Design Code and Handbook. The European Structurel Polymeric Composites Group, E & FN SPON, 1996
- [9] Gerd Habenicht: Kleben, erfolgreich und fehlerfrei, Springer, 2008
- [10] Muess: Verbundträger im Stahlhochbau, Profiltabellen und Berechnung, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1973

Anlage 2
„Bauantrag“

Baubeschreibung Gebäude - bei Vorhaben nach § 66 Abs. 1 und § 67 Abs. 1 LBauO nicht erforderlich - Die Baubeschreibung ist nur insoweit auszufüllen, als die geforderten Angaben nicht im Lageplan oder in den Bauzeichnungen (§ 2 und § 3 BauuntprüfVO) enthalten sind.	Aktenzeichen Bauaufsichtsbehörde
--	----------------------------------

Bauherrin/Bauherr (Name, Vorname, Anschrift, Telefon) Technische Universität Kaiserslautern Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47 67663 Kaiserslautern vertreten durch: Kanzler der TU Kaiserslautern Herr Stefan Lorenz, Tel.0631 - 205 2204	Entwurfsverfasser/in (Name, Vorname, Beruf, Anschrift, Telefon) BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH Stelzenberger Weg 5 67661 Kaiserslautern- Dansenberg Dipl.-Ing. Manuela Lohan, L.-Nr.: 64/333/253 Telefon: 06 31 - 3 51 82-0 Telefax: 06 31 - 3 51 82-30
--	--

1	Beschaffenheit des Grundstücks			
1.1	Derzeitige Nutzung	<input type="checkbox"/> unbebaut	<input checked="" type="checkbox"/> bebaut	<input type="checkbox"/>
1.2	Altlasten	Belastung mit umweltgefährdenden Stoffen <input checked="" type="checkbox"/> nein <input type="checkbox"/> ja (Erläuterungen auf besonderem Blatt)		
2	Ausführung des Gebäudes			
2.1	Gestaltung			
2.1.1	Gebäudeaußenflächen (Baustoffe, Farben)	Glasfaserbeton-Fassade, betongrau		
2.1.2	Dacheindeckung (Baustoff, Farbe)	Solarthermie-Kollektoren, Faserbetonplatten (betongrau)		
2.2	Gründung			
2.2.1	Bodenart nach DIN 1054	Nichtbindiger Boden		
2.2.2	Art der Gründung, Baustoffe	Streifenfundament		
2.2.3	Maßnahmen zur Erhaltung der Tragfähigkeit angrenzender Grundstücke und Gebäude	keine		
	Bauteile	Bauprodukte, Bauart/konstruktiver Aufbau	Feuerwiderstandsklasse/ Baustoffklasse; Benennung nach DIN 4102	
2.3	Tragende und aussteifende Wände und ihre Unterstützungen (§ 27 LBauO)			
2.3.1	Kellergeschoss	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-AB	
2.3.2	Sonstige Geschosse	15 cm Stahlbeton-Fertigteil	<input type="checkbox"/> F 30-B <input type="checkbox"/> F 90-AB <input checked="" type="checkbox"/> F 90-A	
2.4	Nicht tragende Außenwände (§ 28 LBauO)			
2.4.1	Wände	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> W 30 <input type="checkbox"/> F	
2.4.2	Bekleidung bzw. Außenfläche der Außenwände	Glasfaserbeton-Fassade	<input checked="" type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B 1 <input type="checkbox"/> B 2	
2.4.3	Dämmstoffe	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B 1 <input type="checkbox"/> B 2	
2.4.4	Unterkonstruktion	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B	
2.5	Trennwände (§ 29 LBauO)			
2.5.1	Wände	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 30-B <input type="checkbox"/> F 90-AB <input type="checkbox"/> F	
2.5.2	Türen, sonstige Abschlüsse	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> T 30-RS <input type="checkbox"/>	
2.6	Brandwände (§ 30 LBauO)			
2.6.1	Wände	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-A	

<input checked="" type="checkbox"/> Antrag auf Baugenehmigung	Eingangsvermerk: Bauaufsichtsbehörde
<input type="checkbox"/> Antrag auf Baugenehmigung im vereinfachten Genehmigungsverfahren nach § 66 LBauO	
<input type="checkbox"/> Vorlage der Bauunterlagen im Freistellungsverfahren nach § 67 LBauO Weiterbehandlung als Antrag auf Baugenehmigung, wenn die Gemeinde erklärt, dass ein Genehmigungsverfahren durchgeführt werden soll: <input type="checkbox"/> ja <input type="checkbox"/> nein	Aktenzeichen:

An die Bauaufsichtsbehörde: Stadtverwaltung Kaiserslautern	Über die Gemeinde-/Verbandsgemeinde-/ Stadtverwaltung:*	Eingangsvermerk: Gemeinde-/Verbandsgemeinde-/ Stadtverwaltung
	*wenn diese nicht Bauaufsichtsbehörde ist	Aktenzeichen:

An die Gemeinde-/Verbandsgemeinde-/Stadtverwaltung:*	Eingangsvermerk:
*bei Vorhaben im Freistellungsverfahren	Aktenzeichen:

Bauherrin/Bauherr (Name, Vorname, Anschrift, Telefon) Technische Universität Kaiserslautern Gottlieb- Daimler- Straße, Gebäude 47 67663 Kaiserslautern Vertreten durch: Kanzler der TU Kaiserslautern, Herr Stefan Lorenz, Gottlieb- Daimler- Straße, Gebäude 47, 67663 Kaiserslautern Telefon: 0631 - 205 2204
Entwurfsverfasserin/Entwurfsverfasser (Name, Vorname, Beruf, Anschrift, Telefon) BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH Frau Dipl.-Ing. Lohan Stelzenberger Weg 5, 67661 Kaiserslautern- Dansenberg Telefon: 0631 - 35182 - 0, Telefax 0631 - 35182 - 30 E- Mail: info@borapa.de

1	Vorhaben	
1.1	Art des Vorhabens	<input checked="" type="checkbox"/> Errichtung (Neubau, Erweiterung) <input type="checkbox"/> Änderung (Umbau, Einbau, auch Nutzungsänderung) <input type="checkbox"/> Abbruch (soweit nicht genehmigungsfrei nach § 62 Abs. 2 Nr. 6 LBauO)
1.2	Zweckbestimmung des Vorhabens Gebäude (z. B. Wohn- oder Bürogebäude, Verkaufsstätte, landwirtschaftliches Betriebsgebäude, Gewerbe- oder Industriebau, Großgarage) sonstige bauliche Anlage (z. B. Behälter, Lagerplatz, Windkraftanlage, Aufschüttung/Abgrabung, Werbeanlage)	Großdemonstrator "Klebtechnik im Hochbau", Small House II, ohne weitere Funktion, zur rein universitären Nutzung
1.3	Gebäudeklasse nach § 2 Abs. 2 LBauO	<input checked="" type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4

6	<p>Bauunterlagen nach der Landesverordnung über Bauunterlagen und die bautechnische Prüfung (BauuntPrüfVO)</p> <p>Folgende von der Bauherrin/dem Bauherrn und von der Entwurfsverfasserin/dem Entwurfsverfasser unterschriebenen Bauunterlagen sind 2-fach (3-fach, wenn die Kreisverwaltung untere Bauaufsichtsbehörde ist) beigelegt.</p>
6.1	<p>Allgemeine Bauunterlagen</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Lageplan</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Bauzeichnungen</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Baubeschreibung Gebäude (Vordruck) - bei Vorhaben nach § 66 Abs. 1 u. § 67 Abs. 1 LBauO nicht erforderlich -</p> <p><input type="checkbox"/> Baubeschreibung Feuerungsanlagen (Vordruck) - bei Vorhaben nach § 66 Abs. 1 u. § 67 Abs. 1 LBauO nicht erforderlich -</p> <p><input type="checkbox"/> Baubeschreibung Anlagen zur Lagerung von mehr als 10 m³ Heizöl (Vordruck)</p> <p><input type="checkbox"/> Baubeschreibung Anlagen zur Lagerung von 3 und mehr t Flüssiggas (Vordruck)</p>
6.2	<p>Berechnungen</p> <p><input type="checkbox"/> des Maßes der baulichen Nutzung (§ 17 BauNVO)</p> <p><input type="checkbox"/> der Zahl und Größe der Stellplätze und Garagen für Kraftfahrzeuge (VV des Min. der Finanzen v. 24.07.2000, MinBl. 2000 S. 231)</p> <p><input type="checkbox"/> der Zahl und Größe der Spielplätze für Kleinkinder</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> des Brutto-Rauminhalts (BRI) nach DIN 277</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> der Nutzfläche (NF) nach DIN 277, ausgenommen Wohnfläche</p> <p><input type="checkbox"/> der Wohnfläche nach Wohnflächenverordnung - nur bei Inanspruchnahme öffentlicher Förderungsmittel -</p> <p><input type="checkbox"/> der Herstellungskosten für Anlagen oder Einrichtungen - nur soweit diese gesondert errichtet werden -</p>
6.3	<p>Darstellung der Grundstücksentwässerung</p> <p><input type="checkbox"/> Entwässerungsplan M 1 : 500</p> <p><input type="checkbox"/> Baubeschreibung der Entwässerungsanlage</p> <p><input type="checkbox"/> Bauzeichnungen - bei Vorhaben nach § 66 Abs. 1 u. § 67 Abs. 1 LBauO nicht erforderlich -</p> <p><input type="checkbox"/> Bezeichnung und Beschreibung der Kleinkläranlage/Abwassergrube</p>
6.4	<p>Bautechnische Nachweise</p> <p>Bei Vorhaben nach § 66 Abs. 1 LBauO, auch bei Wohngebäuden der Gebäudeklassen 1 bis 3 im Freistellungsverfahren:</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Standsicherheitsnachweis einschließlich Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Wärmeschutzes</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Schallschutzes</p> <p>Die Unterlagen sind spätestens bei Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde in einfacher Ausfertigung vorzulegen.</p> <p>Bei Vorhaben nach § 66 Abs. 2 LBauO im vereinfachten Genehmigungsverfahren und im Freistellungsverfahren:</p> <p><input type="checkbox"/> Standsicherheitsnachweis einschließlich Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen, der von einer Prüffingenieurin oder einem Prüffingenieur für Baustatik im Auftrag der Bauherrin oder des Bauherrn geprüft ist</p> <p><input type="checkbox"/> Bescheinigung über die Gewährleistung des Brandschutzes einer anerkannten sachverständigen Person für baulichen Brandschutz Eine Prüffingenieurin oder ein Prüffingenieur für Baustatik und eine anerkannte sachverständige Person für baulichen Brandschutz sind von der Bauherrin / dem Bauherrn mit der Prüfung der Bauunterlagen <input type="checkbox"/> beauftragt <input type="checkbox"/> werden noch rechtzeitig beauftragt.</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Wärmeschutzes</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Schallschutzes</p> <p><input type="checkbox"/> Bei Vorhaben nach § 66 Abs. 2 Nr. 5 LBauO im Freistellungsverfahren eine Bescheinigung der Struktur- und Genehmigungsdirektion hinsichtlich der Beachtung der Anforderungen der Arbeitsstättenverordnung und des Immissionsschutzrechts</p> <p>Die Unterlagen sind spätestens bei Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde in einfacher Ausfertigung vorzulegen.</p>

	<p>Bei sonstigen Vorhaben:</p> <p><input type="checkbox"/> Standsicherheitsnachweis einschließlich Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Wärmeschutzes</p> <p><input type="checkbox"/> Nachweis des Schallschutzes</p> <p><input type="checkbox"/> Standsicherheitsnachweis einschließlich Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen, der von einer Prüffingenieurin oder einem Prüffingenieur für Baustatik im Auftrag der Bauherrin oder des Bauherrn geprüft ist*</p> <p><input type="checkbox"/> Bescheinigung über die Gewährleistung des Brandschutzes einer anerkannten sachverständigen Person für baulichen Brandschutz*</p> <p>Die Unterlagen sind mit dem Bauantrag in zweifacher Ausfertigung vorzulegen.</p> <p>*Auch bei sonstigen Vorhaben kann ein bereits von einer Prüffingenieurin oder einem Prüffingenieur für Baustatik geprüfter Standsicherheitsnachweis vorgelegt werden; entsprechendes gilt für die Bescheinigung über die Gewährleistung des Brandschutzes einer bauaufsichtlich anerkannten sachverständigen Person. In diesen Fällen findet eine Prüfung des Nachweises der Standsicherheit bzw. des Brandschutzes durch die Bauaufsichtsbehörde nicht statt.</p>
--	---

6.5	<p>Zusätzliche Bauunterlagen</p> <p>Bei Vorhaben im Außenbereich (§ 35 BauGB), bei unterirdischer Lagerung wassergefährdender Flüssigkeiten oder oberirdischer Lagerung wassergefährdender Flüssigkeiten in Wasserschutzgebieten:</p> <p><input type="checkbox"/> amtliche topographische Karte im Maßstab 1 : 25 000 mit Kennzeichnung des Grundstücks, 1-fach</p> <p>Bei baulichen Anlagen oder Räumen, die für gewerbliche Betriebe bestimmt sind:</p> <p><input type="checkbox"/> eine weitere Ausfertigung der allgemeinen Bauunterlagen</p> <p><input type="checkbox"/> Betriebsbeschreibung (Vordruck), 3-fach (4-fach, wenn die Kreisverwaltung untere Bauaufsichtsbehörde ist)</p> <p>Bei Anbau an Bundes-, Landes- oder Kreisstraße:</p> <p><input type="checkbox"/> einen weiteren Lageplan mit Einzeichnung der Zufahrt</p> <p>Bei baulichen Anlagen und Räumen besonderer Art oder Nutzung (§ 50 LBauO) als weitere Bauunterlagen (z.B. Schallgutachten, Brandschutzkonzept):</p>
------------	---

7	<p>Beteiligung eines oder mehrerer Nachbarn nach § 68 LBauO - soweit Abweichungen von nachbarschützenden Vorschriften erforderlich sind -</p> <p>Der Lageplan und die Bauzeichnungen sind von den betroffenen Nachbarn unterschrieben:</p> <p><input type="checkbox"/> ja <input type="checkbox"/> nein (Erläuterung und Begründung auf gesondertem Blatt)</p>
----------	--

8	<p>Bautätigkeitsstatistik – auch im Freistellungsverfahren nach § 67 LBauO erforderlich –</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Erhebungsbogen ist beigelegt</p>
----------	--

<p>Veröffentlichung in Bautennachweisen (Bautennachweise sind Zusammenstellungen von Bauvorhaben zur Information von Baufirmen und Herstellern von Bauprodukten; sie ermöglichen es diesen Firmen, mit Angeboten an die Bauwilligen heranzutreten.)</p> <p>Mit der Veröffentlichung von Art und Ort des beantragten Bauvorhabens mit Angabe meines Namens und meiner Anschrift in Bautennachweisen bin ich <input checked="" type="checkbox"/> einverstanden <input type="checkbox"/> nicht einverstanden.</p> <p>Mit der Veröffentlichung der Baukosten des Bauvorhabens in Bautennachweisen bin ich <input checked="" type="checkbox"/> einverstanden <input type="checkbox"/> nicht einverstanden.</p>	
--	--

Ort, Datum	Ort, Datum
Unterschrift der Bauherrin/des Bauherrn	Unterschrift der Entwurfsverfasserin/des Entwurfsverfassers

2.6.2	Türen, sonstige Abschlüsse	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> T 90 <input type="checkbox"/>
-------	----------------------------	-----------------	--

Anlage 2/Blatt 2

Zutreffendes ankreuzen bzw. ausfüllen

	Bauteile	Bauprodukte, Bauart/konstruktiver Aufbau	Feuerwiderstandsklasse/ Baustoffklasse; Benennung nach DIN 4102
2.7	Decken (§ 31 LBauO)		
2.7.1	Decke über Kellergeschoss	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-AB
2.7.2	Decken über sonstigen Geschossen	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 30-B <input type="checkbox"/> F 90-AB <input type="checkbox"/> F
2.8	Dächer (§ 32 LBauO)		
2.8.1	Tragwerk, System	Stahl-Glas-Beton Verbundträger	<input type="checkbox"/> A <input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> F
2.8.2	Dachschalung	Z-Profile mit Wärmedämmung	<input type="checkbox"/> A <input checked="" type="checkbox"/> B
2.8.3	Dämmstoff	Mineralwolle, Styropor	<input type="checkbox"/> A <input checked="" type="checkbox"/> B1 <input type="checkbox"/> B2
2.8.4	Dachhaut	Solarthermie-Kollektoren, Glasfaserbeton-Pl.	<input checked="" type="checkbox"/> hart <input type="checkbox"/>
2.8.5	Dächer neben aufgehenden Wänden (§ 32 Abs. 6 LBauO)	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-AB <input type="checkbox"/> F
2.9	Treppen (§ 33 LBauO)		
2.9	Treppen (§ 33 LBauO)	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> F 30-B <input type="checkbox"/> F 90-A
2.10	Notwendige Treppenräume und Ausgänge (§ 34 LBauO)		
2.10.1	Wände	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-A <input type="checkbox"/> F 90-AB
2.10.2	oberer Abschluss des Treppenraums	<input type="checkbox"/> Decke <input type="checkbox"/> Dach	<input type="checkbox"/> F 90-AB <input type="checkbox"/>
2.10.3	Bekleidungen, Dämmstoffe, Unterdecken, Einbauten	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> F 90-A
2.10.4	Bodenbeläge	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B1
2.10.5	zu öffnende Fenster je Geschoss	Größen: nicht vorhanden	
2.10.6	Rauchabzugsöffnungen	Größen: Grundflächen der Treppenräume:	m ² m ²
2.10.7	Türen zu notwendigen Fluren	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> Rauchschutztür (RS) <input type="checkbox"/> T 30-RS
2.10.8	Türen zum Kellergeschoss od. nicht ausgebautem Dachraum	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> T 30-RS
2.10.9	Türen zu besonderen Räumen (wie Werkstätten, Läden, Gaststätten, Lagerräumen, sonstige Nutzungseinheiten > 200 m ²)	Angaben zur Raumnutzung:	<input type="checkbox"/> T 30-RS
2.11	Notwendige Flure und Gänge (§ 35 LBauO)		
2.11.1	Wände	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 30-AB <input type="checkbox"/> F
2.11.2	Bekleidungen, Dämmstoffe, Unterdecken	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B 1 <input type="checkbox"/> F 30-A
2.11.3	Unterteilung der Flure	Länge der Rauchabschnitte:	<input type="checkbox"/> Rauchschutztür (RS)
2.12	Aufzüge (§ 36 LBauO)		
2.12.1	Wände des Fahrschachts	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> F 90-AB

2.12.2	Fahrkorbabmessungen	nicht vorhanden
2.12.3	Größe des Rauchabzugs	nicht vorhanden

Anlage 2 / Blatt 3

Zutreffendes ankreuzen bzw. ausfüllen

3		Haustechnische Anlagen	
3.1	Lüftungsanlagen (§ 40 LBauO)	<input type="checkbox"/> Lüftung nach DIN 18017 Teil 1 (ohne Ventilatoren) <input type="checkbox"/> Klimaanlage <input type="checkbox"/> Lüftung nach DIN 18017 Teil 3 (mit Ventilatoren) <input type="checkbox"/>	
3.1.1	Lüftungsleitungen	Bauprodukte nicht vorhanden	Baustoff-/Feuerwiderstandsklasse <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> L 30 <input type="checkbox"/> L 60 <input type="checkbox"/> L 90
3.1.2	Brandschutzklappen	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> K 30 <input type="checkbox"/> K 60 <input type="checkbox"/> K 90
3.2	Installationsschächte u. -kanäle (§ 40 Abs. 7 LBauO)	nicht vorhanden	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> I 30 <input type="checkbox"/> I 60 <input type="checkbox"/> I 90 <input type="checkbox"/> F 90
3.3	Angaben zur Beheizung und Warmwasserversorgung (§ 39 LBauO i.V.m. FeuVO)	Wird die Lagerung von mehr als 10 m ³ Heizöl oder 3 und mehr t Flüssiggas erforderlich, sind zusätzliche Baubeschreibungen nach besonderen Vordrucken einzureichen.	
3.3.1	Art der Beheizung	<input type="checkbox"/> Zentralheizung <input type="checkbox"/> Stockwerksheizung <input type="checkbox"/> Warmluftzeuger <input type="checkbox"/> Fernwärme <input type="checkbox"/> Einzelfeuerstätten <input checked="" type="checkbox"/> Flächenstrahler elektr.	
	Brennstoff/Energieträger	<input type="checkbox"/> fester Brennstoff <input type="checkbox"/> Heizöl <input type="checkbox"/> Gas <input type="checkbox"/> Flüssiggas <input checked="" type="checkbox"/> Elektrizität	
3.3.2	Art d. Warmwasserversorgung	<input type="checkbox"/> zentral <input type="checkbox"/> Einzelversorgung	
	Wärmeerzeuger	<input type="checkbox"/> Feuerstätte <input type="checkbox"/> Wärmetauscher/-pumpe <input type="checkbox"/>	
	Brennstoff/Energieträger (nur bei Einzelversorgung)	<input type="checkbox"/> fester Brennstoff <input type="checkbox"/> Gas <input type="checkbox"/> Heizöl <input type="checkbox"/>	
3.4	Aufstellung der Feuerstätten (§ 39 LBauO i.V.m. FeuVO)	<input type="checkbox"/> in einem Heizraum <input type="checkbox"/> in einem Aufstellraum <input type="checkbox"/> in sonstigem Raum (Raumnutzung:)	
3.5	Abwasserbeseitigung erfolgt durch Einleitung in	<input type="checkbox"/> die öffentliche Abwasseranlage <input type="checkbox"/> eine Kleinkläranlage auf dem Grundstück mit <input type="checkbox"/> Einleitung in die öffentliche Abwasseranlage <input type="checkbox"/> in ein Gewässer <input type="checkbox"/> eine Abwassergrube	
3.6	Abführung des Niederschlagswassers erfolgt durch	<input type="checkbox"/> Einleitung in die öffentliche Abwasseranlage <input type="checkbox"/> mit Mischsystem <input type="checkbox"/> mit Trennsystem <input type="checkbox"/> Einleitung in ein Gewässer <input checked="" type="checkbox"/> Versickerung auf dem Grundstück	
3.7	Anlagen u. Einrichtungen zur Brandmeldung, -bekämpfung und Rauchabführung sowie Sicherheitsstromversorgung, Sicherheitsbeleuchtung u.ä. (§ 50 LBauO)	nicht vorhanden, da nur 1 Raum	
3.8	Sonstige haustechnische Anlagen und Einrichtungen		

4		Außenanlagen	
4.1	Zufahrt, Aufstell- und Bewegungsflächen für Feuerwehrfahrzeuge (§ 7 LBauO)	Feuerwehrezufahrt/-umfahrt <input checked="" type="checkbox"/> ja <input type="checkbox"/> nein Art der Befestigung: Asphalt/ Schotter verdichtet	
4.2	Spielplätze für Kleinkinder (§ 11 LBauO)	Größen Lage auf dem Baugrundstück <input type="checkbox"/> ja <input checked="" type="checkbox"/> nein (Erläuterung auf gesondertem Blatt)	m ²
4.3	Angaben zu den nicht überbauten Flächen	<input type="checkbox"/> Freiflächengestaltungsplan ist beigelegt	

Ort, Datum	Ort, Datum
------------	------------

Unterschrift der Bauherrin/des Bauherrn	Unterschrift der Entwurfsverfasserin/des Entwurfsverfassers
---	---

WÄRMESCHUTZNACHWEIS GROßDEMONSTRATOR LEICHTBETON "SMALL HOUSE II"

Verfahren nach EnEV 2009, §8, Anforderungen an kleine Gebäude

Nachweis des zulässigen U-Wert in $W/(m^2 \cdot K)$

Zeile	Bauteil	Maßnahme	Wohn- / Nichtwohngebäude $\geq 12^\circ C$ und $< 19^\circ C$ U _{max} in $W/(m^2 \cdot K)$		
			Soll*	Ist	erfüllt
1	Außenwände	Nr. 1a: Ersatz/ erstmaliger Einbau	0,35	0,21	x
2	außen liegende Fenster	Nr. 2a: Ersatz/ erstmaliger Einbau (U-Wert des Fensters)	1,90	1,20	x
3a	Außentüren		2,80	1,90	x
4b	Dach (Flachdach)	Nr. 4.2: Ersatz/ erstmaliger Einbau Trapezblech+Dämmung	0,22	0,22	x
5a	Wand gegen Erdreich	Nr. 5a: Ersatz/ erstmaliger Einbau	k.A.	0,34	x
5b	Bodenplatte gegen Erdreich	Nr. 5b: auf der beheizten Seite aufgebaut/ erneuert	k.A.	0,14	x

*nach EnEV 2009, Anlage 3 (zu §8), 7. Anforderungen, Tabelle 1

Nachweis des sommerlichen Wärmeschutzes

Sommer- Klimaregion (B)

Fläche der Außenwand AAW : 101,90 m²
 Netto Grundfläche AG: 26,50 m²
 Dachfläche AD: 35,00 m²
 Bauart: mittel

Berechnung des grundflächenbezogenen Fensterflächenanteils:
 $f_{AG} = AW / AG = 17,60 / 26,50 = 66,42 \text{ [\%]}$

Berechnung des vorhandenen Sonneneintragskennwertes:
 $S_{vorh} = \sum_j (A_{w,j} \cdot g \cdot FC) / AG = (17,60 \cdot 0,33 \cdot 1,00) / 26,50 = 0,219$

Berechnung des maximalen Sonneneintragskennwertes:
 $S_{max} = \sum \Delta S_x = 0,030 + 0,195 + 0,030 = 0,255$

Ergebnis zu Small House:
 $S_{vorh} = 0,219 \leq 0,255 = S_{max}$

Damit sind die Forderungen zum sommerlichen Wärmeschutz nach DIN 4108-2 : 2003-07 erfüllt.

Grundlage der Berechnung:
 SGG Cool-Lite 165/165II SGG Cool-Lite 154/154II
 alternativ: SGG Cool-Lite 144II
 von SAINT-GOBAIN GLASS Deutschland GmbH.

Anlage 3

7. Anforderungen

Tabelle 1

Höchstwerte der Wärmedurchgangskoeffizienten bei erstmaligem Einbau, Ersatz und Erneuerung von Bauteilen

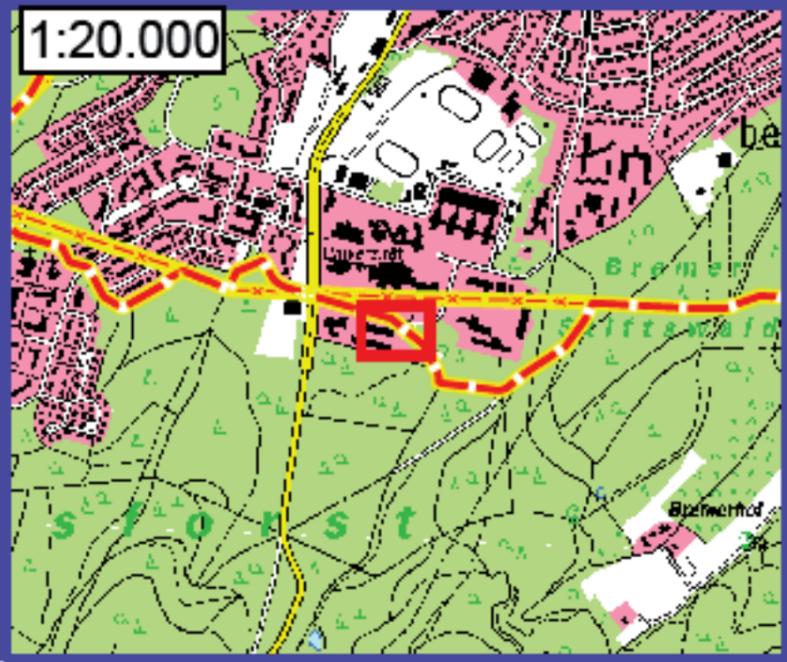
Zeile	Bauteil	Maßnahme nach	Wohngebäude und	Zonen von
			Nichtwohngebäuden	Nichtwohngebäuden
			mit Innentemperaturen	mit Innentemperaturen
			> 19°C	von 12 bis < 19°C
Höchstwerte der Wärmedurchgangskoeffizienten				
<u>U_{max1}</u>)				
1	2	3	4	5
1	Außenwände	Nr. 1 a bis d	0,24 W/(m · K)	0,35 W/(m · K)
2a	Außen liegende Fenster, Fenstertüren	Nr. 2 a und b	1,30 W/(m · K) 2)	1,90 W/(m · K) 2)
2b	Dachflächenfenster	Nr. 2 a und b	1,40 W/(m · K) 2)	1,90 W/(m · K) 2)
2c	Verglasungen	Nr. 2 c	1,10 W/(m · K) 3)	keine Anforderung
2d	Vorhangfassaden	Nr. 6 Satz 1	1,50 W/(m · K) 4)	1,90 W/(m · K) 4)
2e	Glasdächer	Nr. 2 a und c	2,00 W/(m · K) 3)	2,70 W/(m · K) 3)
3a	Außen liegende Fenster, Fenstertüren, Dachflächenfenster mit Sonderverglasungen	Nr. 2 a und b	2,00 W/(m · K) 2)	2,80 W/(m · K) 2)
3b	Sonderverglasungen	Nr. 2 c	1,60 W/(m · K) 3)	keine Anforderung
3c	Vorhangfassaden mit Sonderverglasungen	Nr. 6 Satz 2	2,30 W/(m · K) 4)	3,00 W/(m · K) 4)
4a	Decken, Dächer und Dachschrägen	Nr. 4.1	0,24 W/(m · K)	0,35 W/(m · K)
4b	Flachdächer	Nr. 4.2	0,20 W/(m · K)	0,35 W/(m · K)
5a	Decken und Wände gegen unbeheizte Räume oder Erdreich	Nr. 5 a, b, d und e	0,30 W/(m · K)	keine Anforderung
5b	Fußbodenaufbauten	Nr. 5 c	0,50 W/(m · K)	keine Anforderung
5c	Decken nach unten an Außenluft	Nr. 5 a bis e	0,24 W/(m · K)	0,35 W/(m · K)

1) Wärmedurchgangskoeffizient des Bauteils unter Berücksichtigung der neuen und der vorhandenen Bauteilschichten; für die Berechnung opaker Bauteile ist DIN EN ISO 6946 : 1996-11 zu verwenden.

2) Bemessungswert des Wärmedurchgangskoeffizienten des Fensters; der Bemessungswert des Wärmedurchgangskoeffizienten des Fensters ist technischen Produkt-Spezifikationen zu entnehmen oder gemäß den nach den Landesbauordnungen bekannt gemachten energetischen Kennwerten für Bauprodukte zu bestimmen. Hierunter fallen insbesondere energetische Kennwerte aus europäischen technischen Zulassungen sowie energetische Kennwerte der Regelungen nach der Bauregelliste A Teil 1 und auf Grund von Festlegungen in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

3) Bemessungswert des Wärmedurchgangskoeffizienten der Verglasung; der Bemessungswert des Wärmedurchgangskoeffizienten der Verglasung ist technischen Produkt-Spezifikationen zu entnehmen oder gemäß den nach den Landesbauordnungen bekannt gemachten energetischen Kennwerten für Bauprodukte zu bestimmen. Hierunter fallen insbesondere energetische Kennwerte aus europäischen technischen Zulassungen sowie energetische Kennwerte der Regelungen nach der Bauregelliste A Teil 1 und auf Grund von Festlegungen in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

4) Wärmedurchgangskoeffizient der Vorhangfassade; er ist nach anerkannten Regeln der Technik zu ermitteln.



HD-Gasltg.

- - - Projekt
- - - in Betrieb
- - - stillgelegt
- ZKS
- DSK
- Steuerkabel
- - - Fernmeldekabel

Mit Genehmigung des Landesamtes für Kataster-, Vermessungs- und Kartenwesen des Saarlandes vom 1.8.1988 siehe Vertrags_Nr. A3/003/88

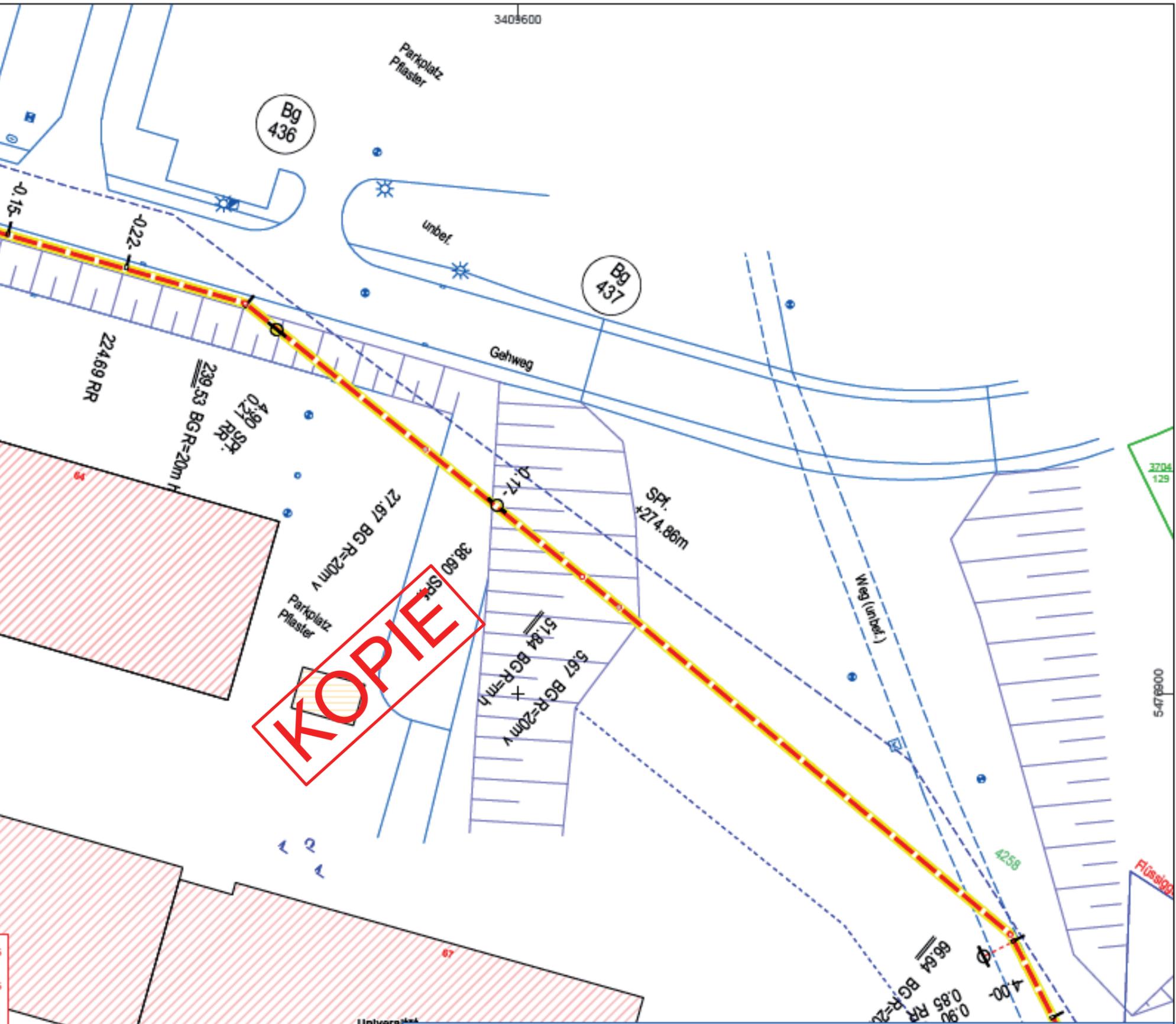
Landesamt für Kataster-, Vermessungs- und Kartenwesen - Kontrollnummer Z - 041/03

Geobasisdaten (DTK5 und DTK26), Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland - Pfalz vom 08.01.2007; Az.: 26 722-1.51/41

Freistellungsvermerk: Es wird hiermit ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die in den Plänen enthaltenen Angaben und Maßzahlen hinsichtlich Lage und Verlegungstiefe unverbindlich sind. Mit Abweichungen und Unvollständigkeiten muss gerechnet werden. Zu Beginn der Bauphase muss eine örtliche Einweisung erfolgen. Die genaue Lage und der Verlauf der Leitungen sind in jedem Fall durch fachgerechte Erkundungsmaßnahmen (Ortung, Suchschlitze, Handschachtung o.a.) festzustellen.

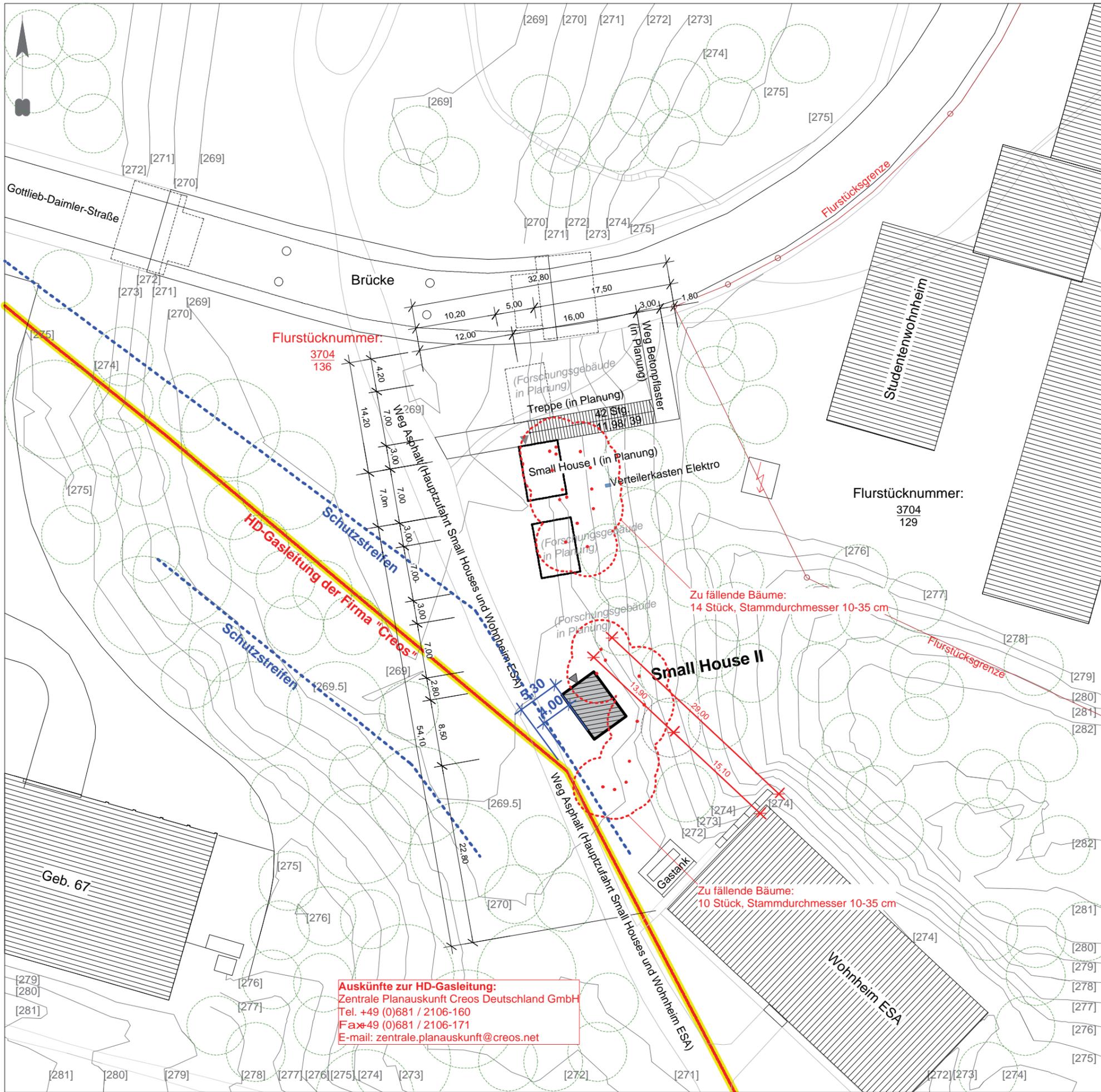
Die abgegebenen Pläne geben den bekannten Bestand zum Zeitpunkt der Auskunftserteilung wieder. Die Auskunft gilt nur für den angefragten Verwendungszweck und den abgegrenzten räumlichen Bereich. Die Entnahme von Maßen durch Abgreifen aus dem Plan ist nicht zulässig.

Die "Anweisung zum Schutz von Gashochdruckleitungen" ist Bestandteil dieser Planauskunft und verbindlich zu beachten.



KOPIE

Bestandsplan HD-Gasleitungen Creos Deutschland GmbH					
Datum der letzten Änderung Kataster: <unbekannt> Topogr.: <unbekannt> Plottedatum: 24.06.2009		 Maßstab 1:500	Zentrale Planauskunft Tel.: 0681/ 2106 - 160 Zentrale Störungsannahme Tel.: 0800/ 0800 577		Creos Deutschland GmbH Betriebsstelle Frankenthal im Spitzenbusch 67227 Frankenthal Tel.: 06233 / 608 0 Fax.: 06233 / 608 200
					ANR: RO-AF2009-0390



Auskünfte zur HD-Gasleitung:
 Zentrale Planauskunft Creos Deutschland GmbH
 Tel. +49 (0)681 / 2106-160
 Fax +49 (0)681 / 2106-171
 E-mail: zentrale.planauskunft@creos.net

INDEX:	DATUM:	NAME:	ÄNDERUNG:

Planverfasser:

BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH
 Steinenberger Weg 5
 67661 Kaiserslautern
 Tel.: (0631) 35182-10
 Fax: (0631) 35182-30
 Mail: info@borapa.de
 Ingenieurgesellschaft Internet: www.borapa.de

Datum:

Stempel/ Unterschrift Planverfasser:

Dipl.-Ing. Manuela Lohan
 Listen-Nr.: 64/333/253

Bauherr:

Technische Universität Kaiserslautern
 Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47
 67663 Kaiserslautern

Datum:

Stempel/ Unterschrift Bauherr:

Vertreten durch:
 Kanzler der TU Kaiserslautern
 Herr Stefan Lorenz
 Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47
 67663 Kaiserslautern

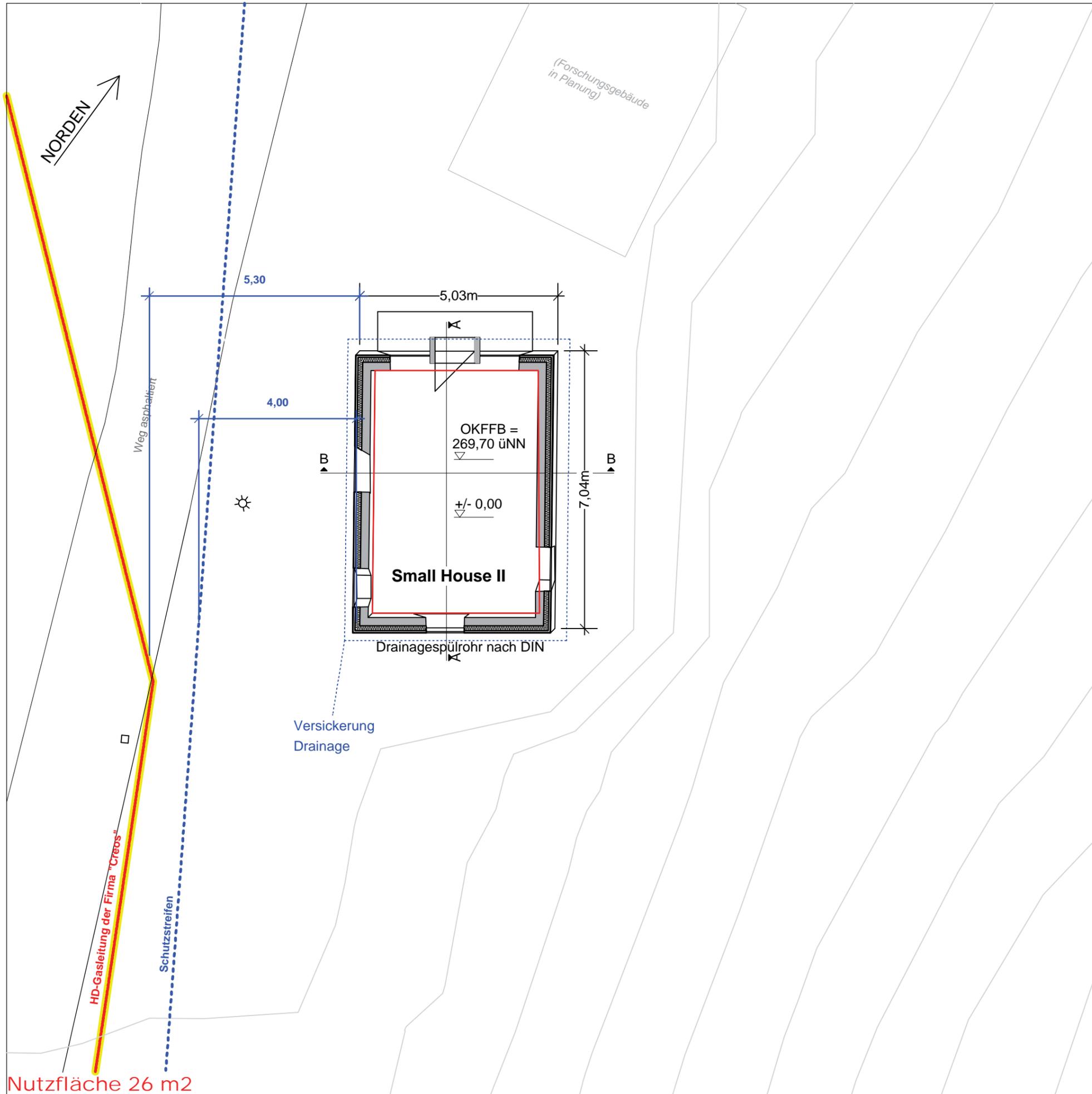
Baumaßnahme:

FORSCHUNGSGEBÄUDE "SMALL HOUSE II"
 CAMPUS DER TU KAISERSLAUTERN
 GOTTLIEB-DAIMLER-STRASSE, 67663 KAISERSLAUTERN
 FLURSTÜCKNUMMER 3704/136

Inhalt:

GENEHMIGUNGSPLANUNG:
 LAGEPLAN

Maßstab	Datum	Plan-Nr.
M.:1:500	30.06.2011	G-01.1



Nutzfläche 26 m²

BRI 160 m³

INDEX:	DATUM:	NAME:	ÄNDERUNG:

Planverfasser:

BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH
 Steinenberger Weg 5
 67661 Kaiserslautern
 Tel.: (0631) 35182-10
 Fax.: (0631) 35182-30
 Mail: info@borapa.de
 Ingenieurgesellschaft Internet: www.borapa.de

Dipl.-Ing. Manuela Lohan
 Listen-Nr.: 64/333/253

Datum:

Stempel/ Unterschrift
 Planverfasser:

Bauherr:

Technische Universität Kaiserslautern
 Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47
 67663 Kaiserslautern

Vertreten durch:
 Kanzler der TU Kaiserslautern
 Herr Stefan Lorenz
 Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47
 67663 Kaiserslautern

Datum:

Stempel/ Unterschrift
 Bauherr:

Baumaßnahme:

FORSCHUNGSGEBÄUDE "SMALL HOUSE II"

CAMPUS DER TU KAISERSLAUTERN
 GOTTLIEB-DAIMLER-STRASSE, 67663 KAISERSLAUTERN

FLURSTÜCKNUMMER 3704/136

Inhalt:

GENEHMIGUNGSPLANUNG:

GRUNDRISS

Maßstab

M.:1:100

Datum

30.06.2011

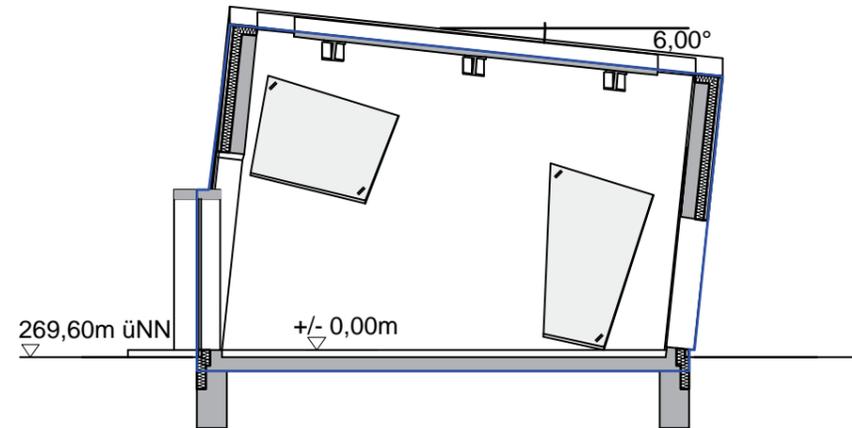
Plan-Nr.

G-02.1

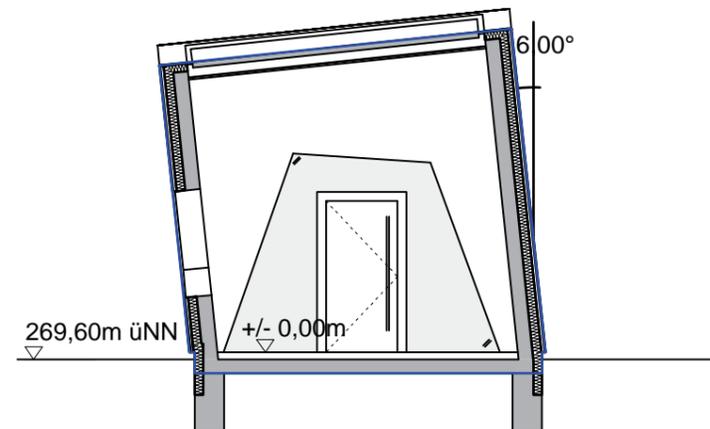
Nutzfläche 26 m²

Nutzfläche 26 m²

BRI 160 m³



SCHNITT A-A



SCHNITT B-B

BRI 160 m³

INDEX:	DATUM:	NAME:	ÄNDERUNG:

Planverfasser:	Datum:
 Ingenieurgesellschaft mbH Steinberger Weg 5 67661 Kaiserslautern Tel.: (0631) 35182-10 Fax.: (0631) 35182-30 Mail: info@borapa.de Internet: www.borapa.de	Stempel/ Unterschrift Planverfasser:
Dipl.-Ing. Manuela Lohan Listen-Nr.: 64/333/253	

Bauherr:	Datum:
Technische Universität Kaiserslautern Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47 67663 Kaiserslautern	Stempel/ Unterschrift Bauherr:
Vertreten durch: Kanzler der TU Kaiserslautern Herr Stefan Lorenz Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47 67663 Kaiserslautern	

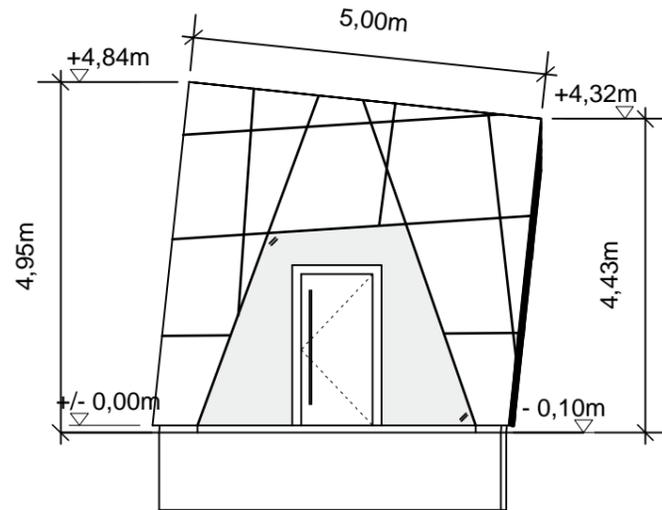
Baumaßnahme:
FORSCHUNGSGEBÄUDE "SMALL HOUSE II"
CAMPUS DER TU KAISERSLAUTERN
GOTTLIEB-DAIMLER-STRASSE, 67663 KAISERSLAUTERN
FLURSTÜCKNUMMER 3704/136

Inhalt:
GENEHMIGUNGSPLANUNG:
SCHNITTE

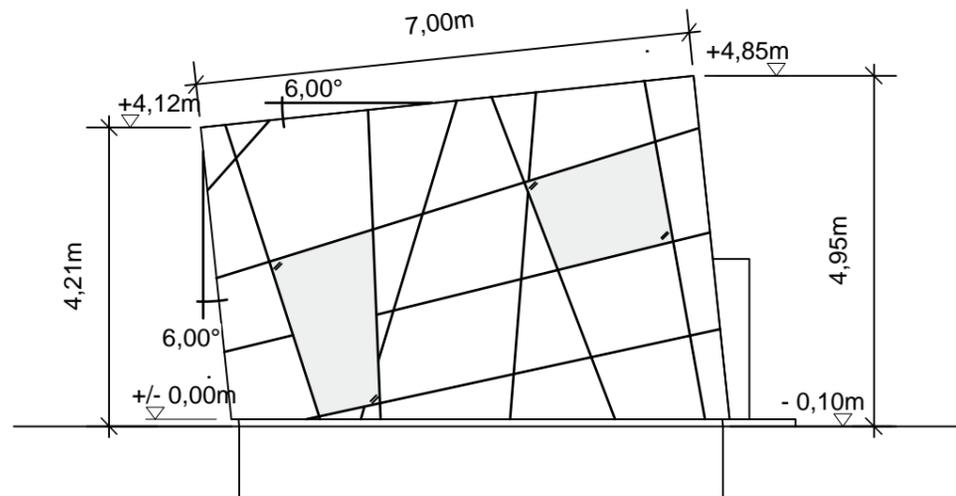
Maßstab	Datum	Plan-Nr.
M.:1:100	30.06.2011	G-03.1

Nutzfläche 26 m²

BRI 160 m³



ANSICHT NORD



ANSICHT OST

INDEX:	DATUM:	NAME:	ÄNDERUNG:

Planverfasser:



Dipl.-Ing. Manuela Lohan
Listen-Nr.: 64/333/253

Datum:

Stempel/ Unterschrift
Planverfasser:

Bauherr:

Technische Universität Kaiserslautern
Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47
67663 Kaiserslautern

Vertreten durch:
Kanzler der TU Kaiserslautern
Herr Stefan Lorenz
Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47
67663 Kaiserslautern

Datum:

Stempel/ Unterschrift
Bauherr:

Baumaßnahme:

FORSCHUNGSGEBÄUDE "SMALL HOUSE II"

CAMPUS DER TU KAISERSLAUTERN
GOTTLIEB-DAIMLER-STRASSE, 67663 KAISERSLAUTERN

FLURSTÜCKNUMMER 3704/136

Inhalt:

GENEHMIGUNGSPLANUNG:

ANSICHTEN

Maßstab

M.:1:100

Datum

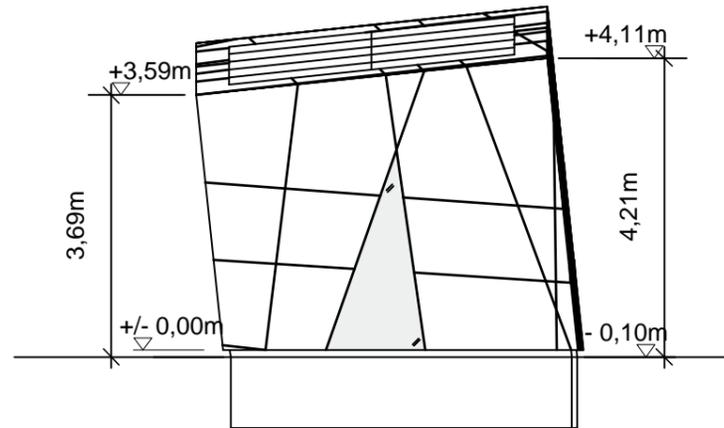
30.06.2011

Plan-Nr.

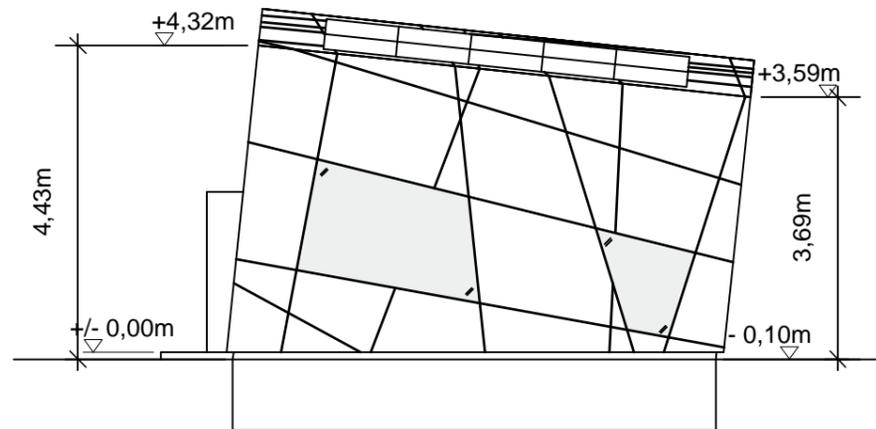
G-04.1

Nutzfläche 26 m²

BRI 160 m³



ANSICHT SÜD



ANSICHT WEST

INDEX:	DATUM:	NAME:	ÄNDERUNG:

Planverfasser:

BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH
Steinberger Weg 5
67661 Kaiserslautern
Tel.: (0631) 35182-10
Fax: (0631) 35182-30
Mail: info@borapa.de
Internet: www.borapa.de

Dipl.-Ing. Manuela Lohan
Listen-Nr.: 64/333/253

Datum:

Stempel/ Unterschrift
Planverfasser:

Bauherr:

Technische Universität Kaiserslautern
Gottlieb-Daimler-Straße, Gebäude 47
67663 Kaiserslautern

Vertreten durch:
Kanzler der TU Kaiserslautern
Herr Stefan Lorenz
Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47
67663 Kaiserslautern

Datum:

Stempel/ Unterschrift
Bauherr:

Baumaßnahme:

FORSCHUNGSGEBÄUDE "SMALL HOUSE II"

CAMPUS DER TU KAISERSLAUTERN
GOTTLIEB-DAIMLER-STRAÙE, 67663 KAISERSLAUTERN

FLURSTÜCKNUMMER 3704/136

Inhalt:

GENEHMIGUNGSPLANUNG:

ANSICHTEN

Maßstab

M.:1:100

Datum

30.06.2011

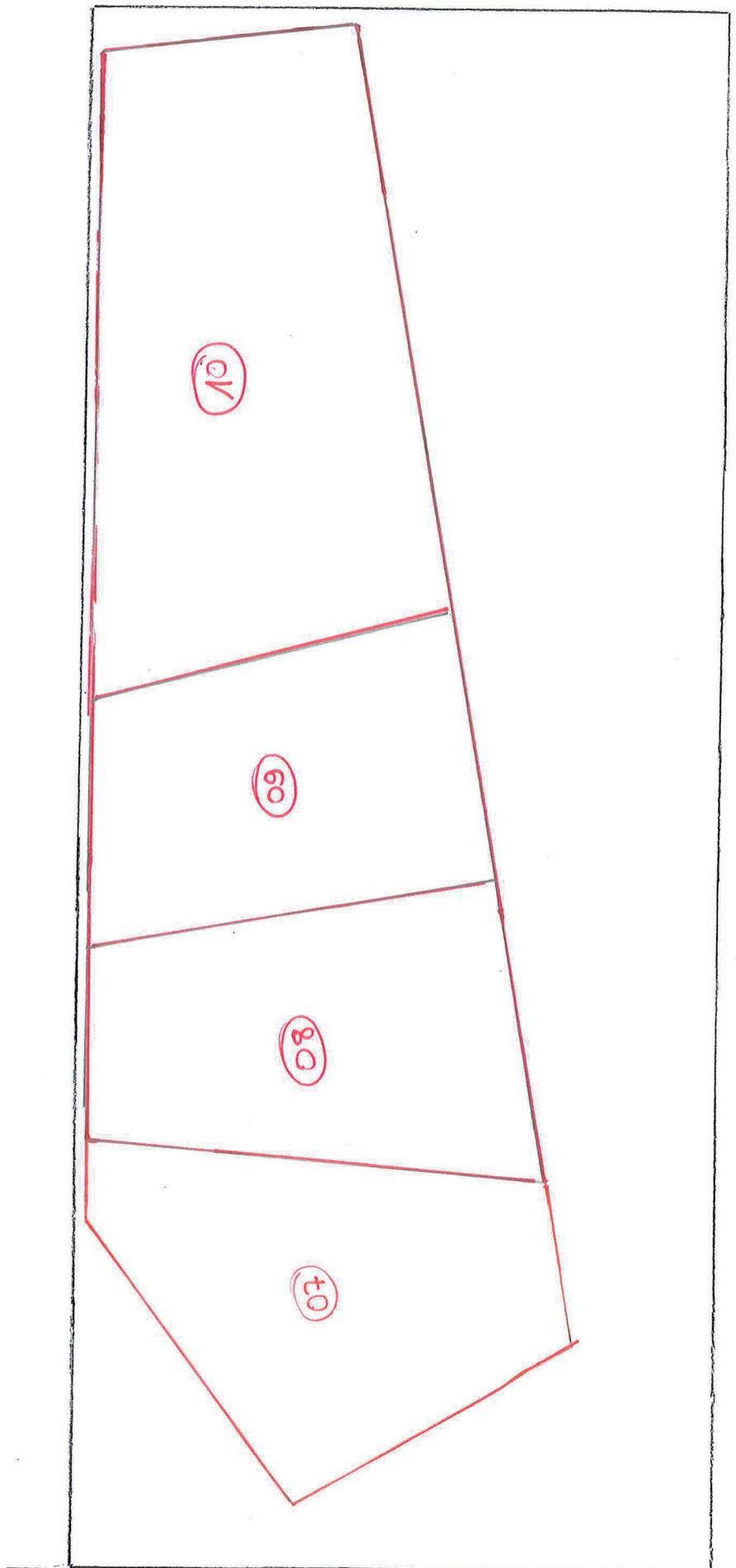
Plan-Nr.

G-05.1

Anlage 3

„Planungsunterlagen der Fassadenplatten“

Schablung 1.

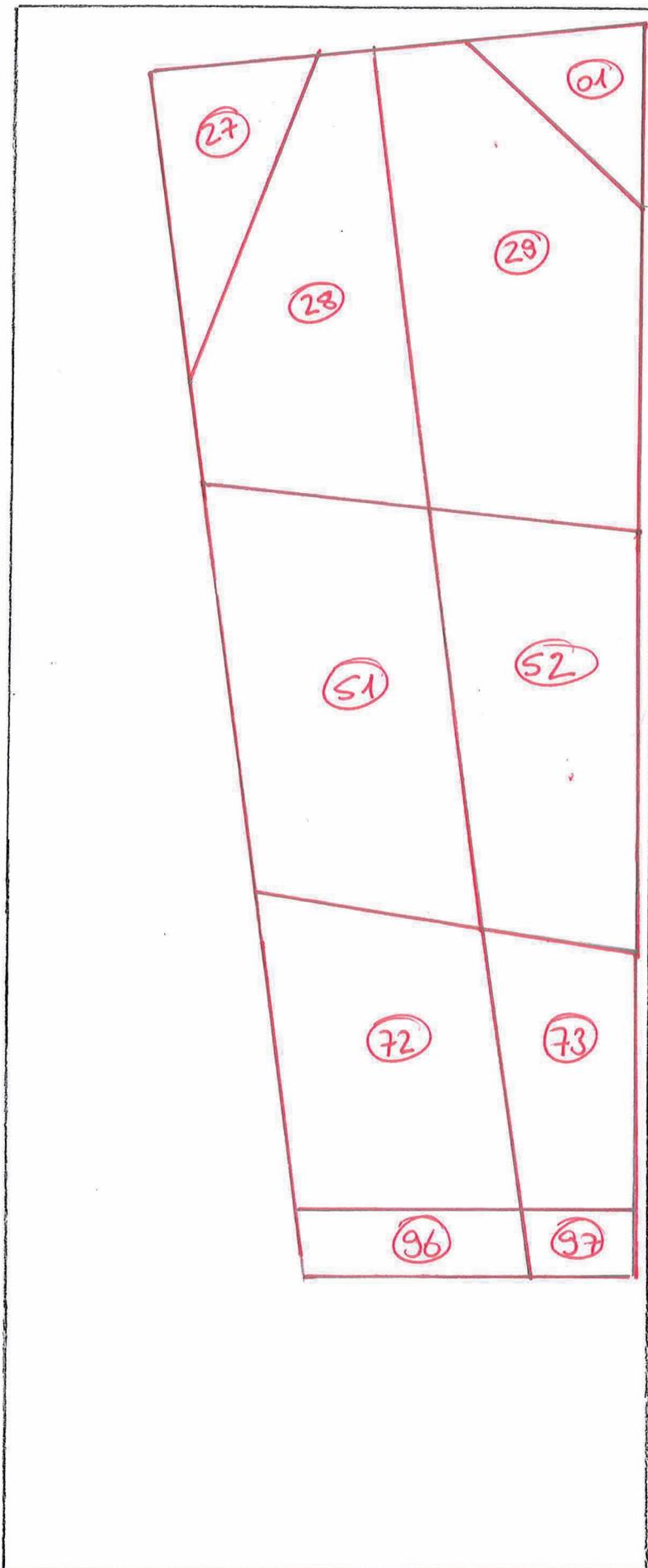


$M = 1:20$

2000

5000

Schaltung 2.

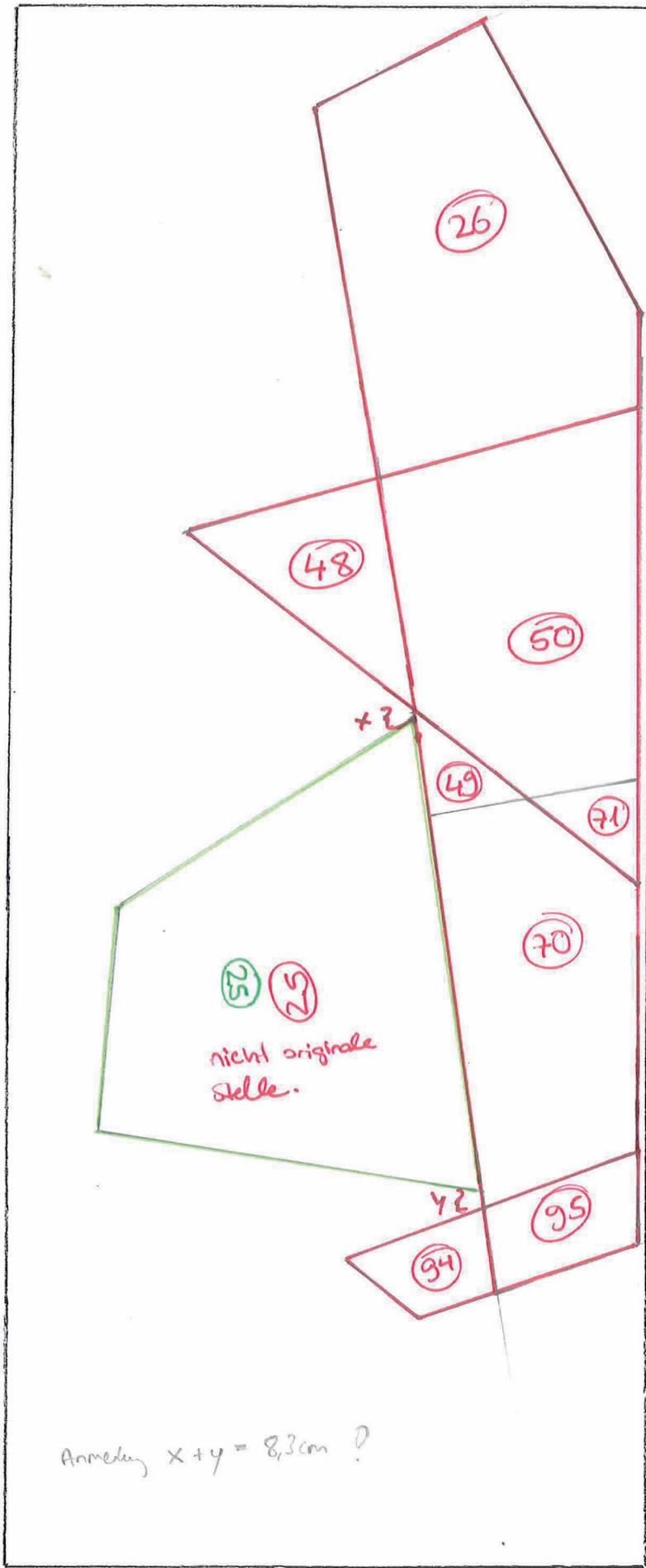


5000

2000

$$N = 1 = 20$$

Schalung 3.



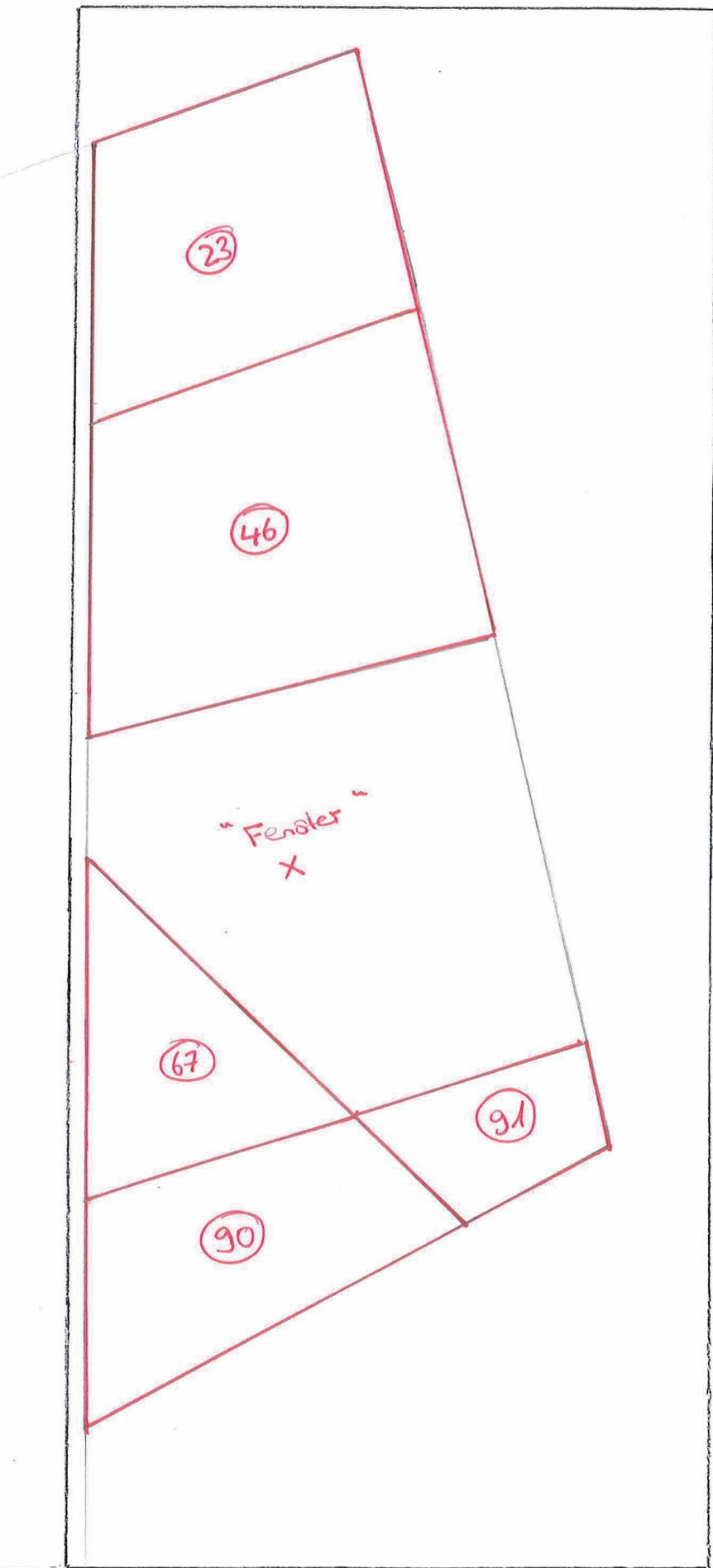
5000

2000

$$M = 1 = 20$$

$$\text{Anmeldung } x + y = 8,3 \text{cm ?}$$

Schalung 4.

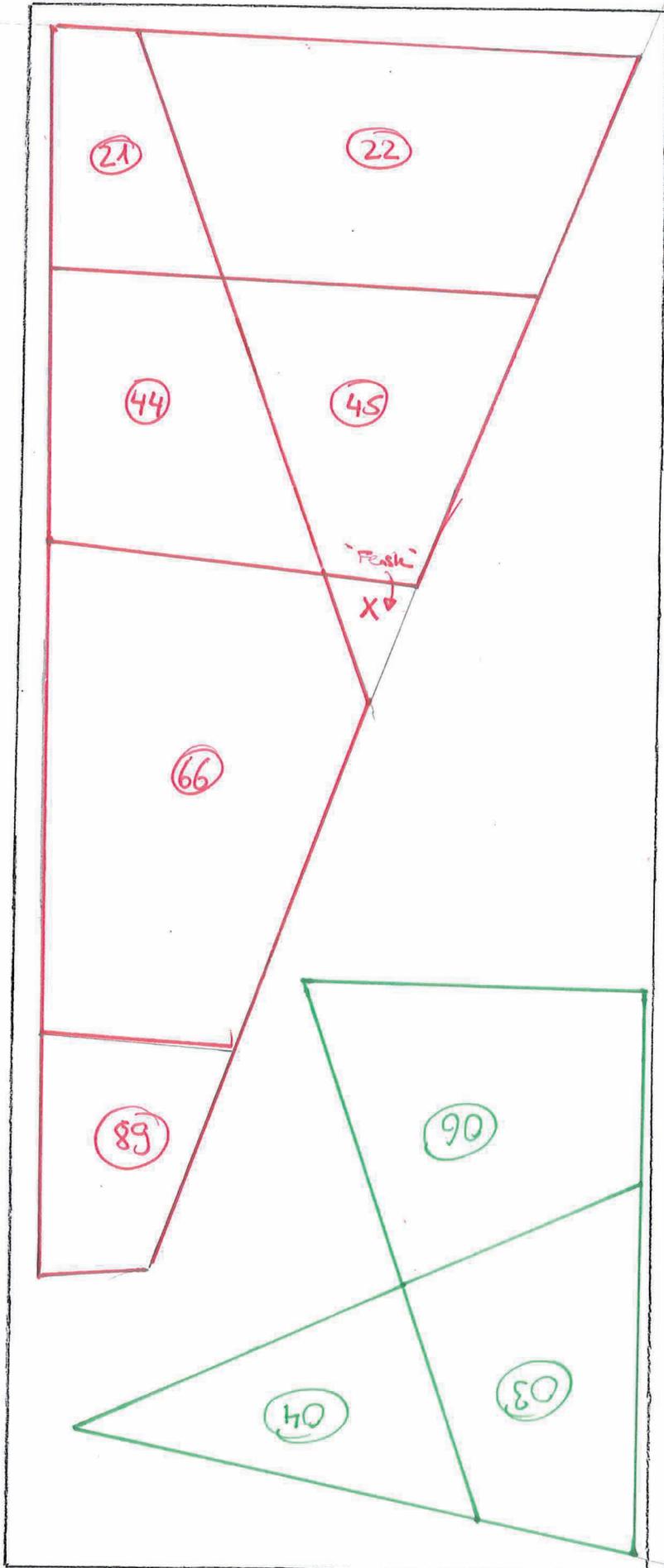


$M = 1:20$

2000

5000

Schalung 5.



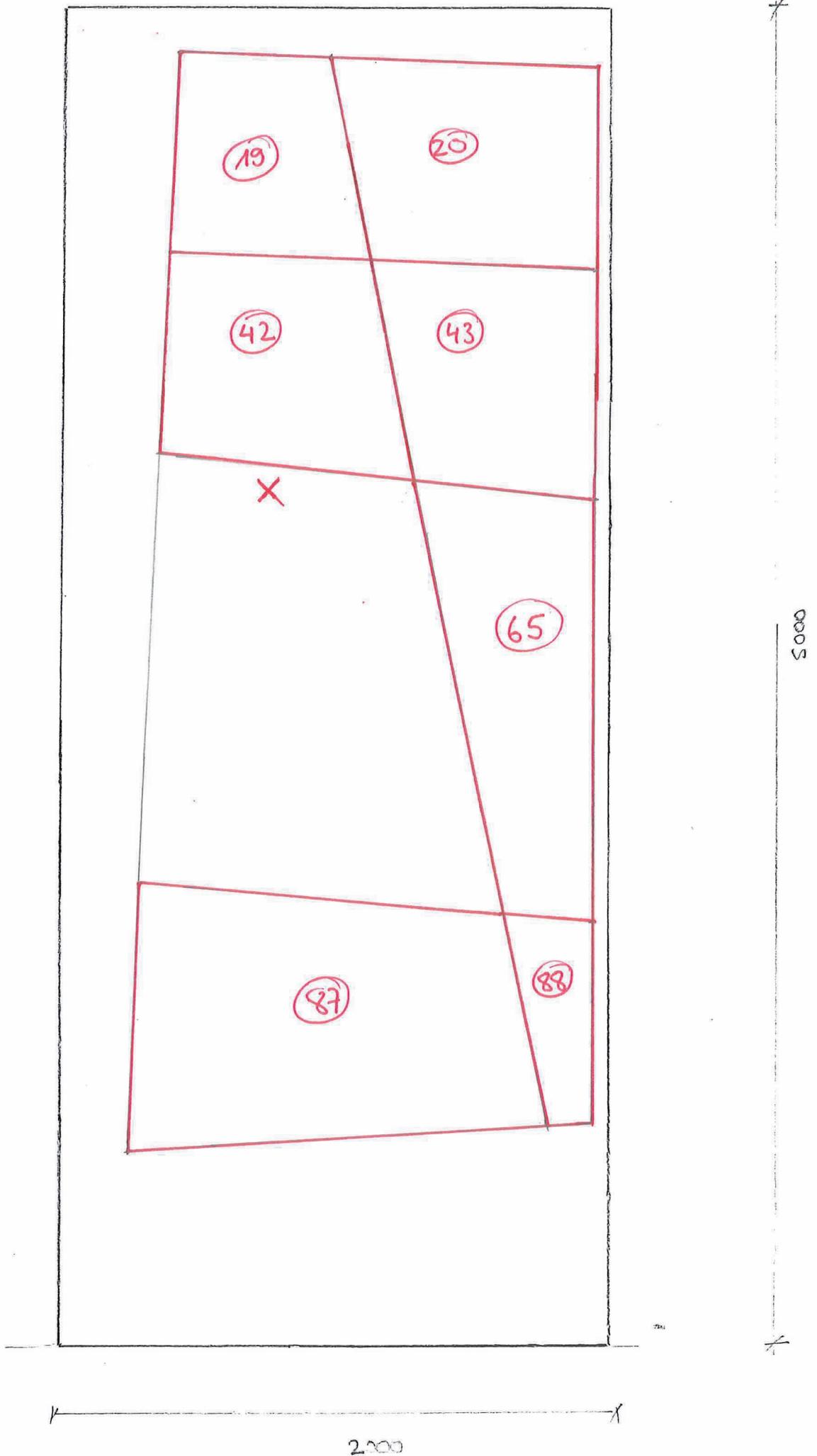
$M = 1:20$

5000

2000

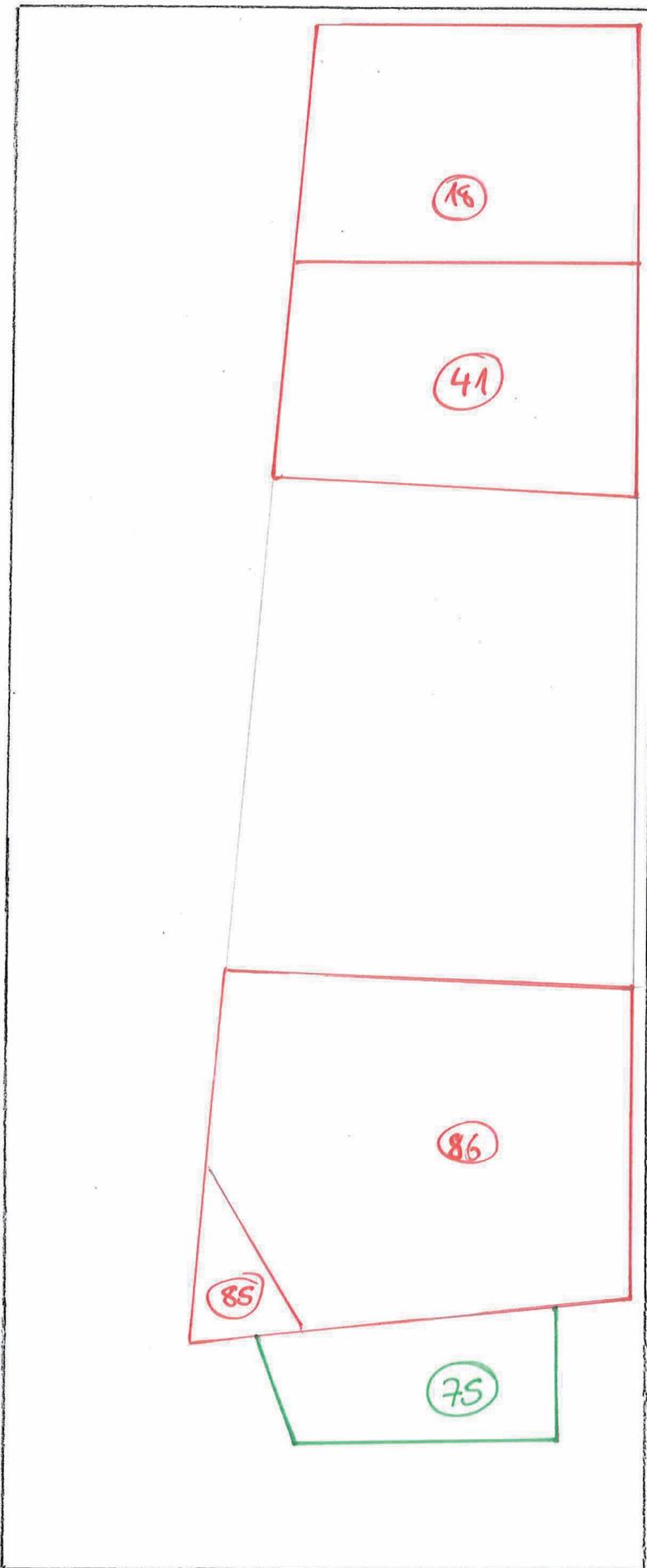
Schalung 6.

X = Fenster



$N = 1:20$

Schaltung 7.



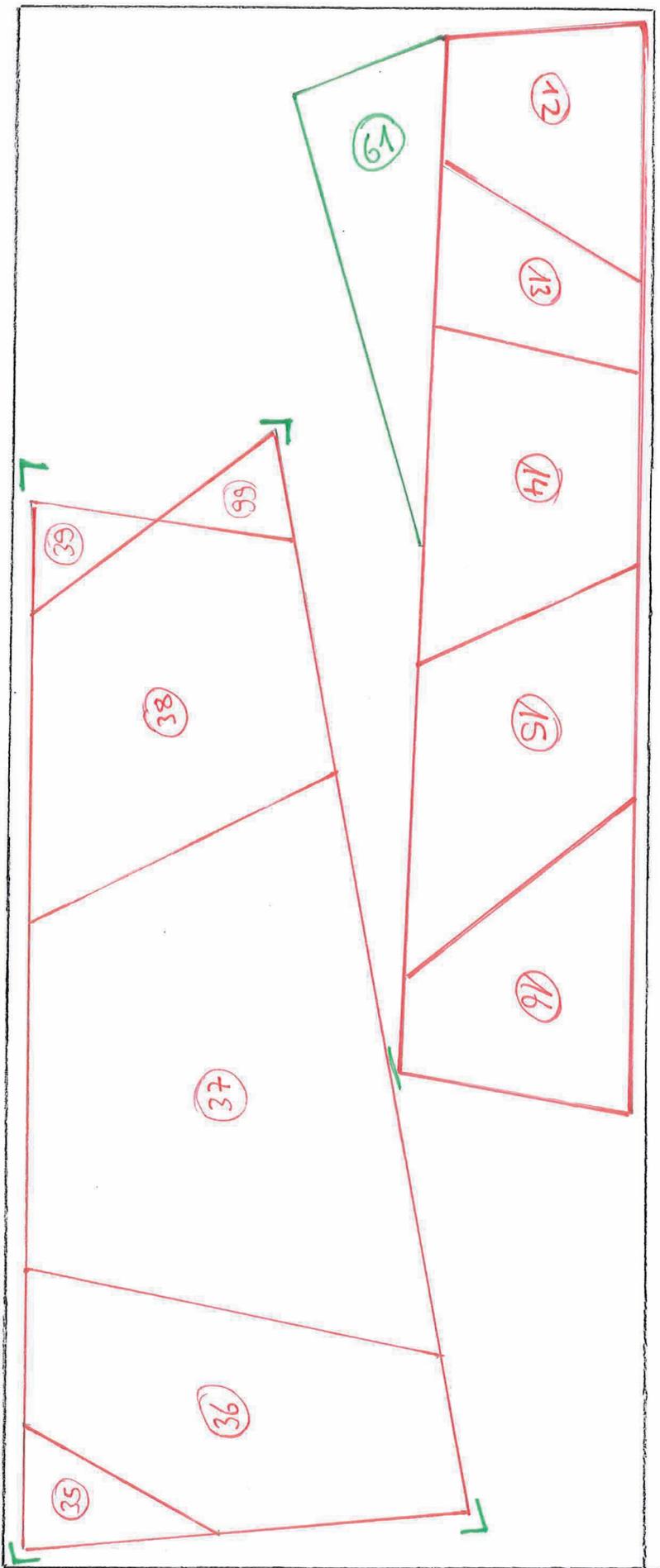
5000

2000

$M = 1:20$

Schalung 8.

$M = 1:20$



5000

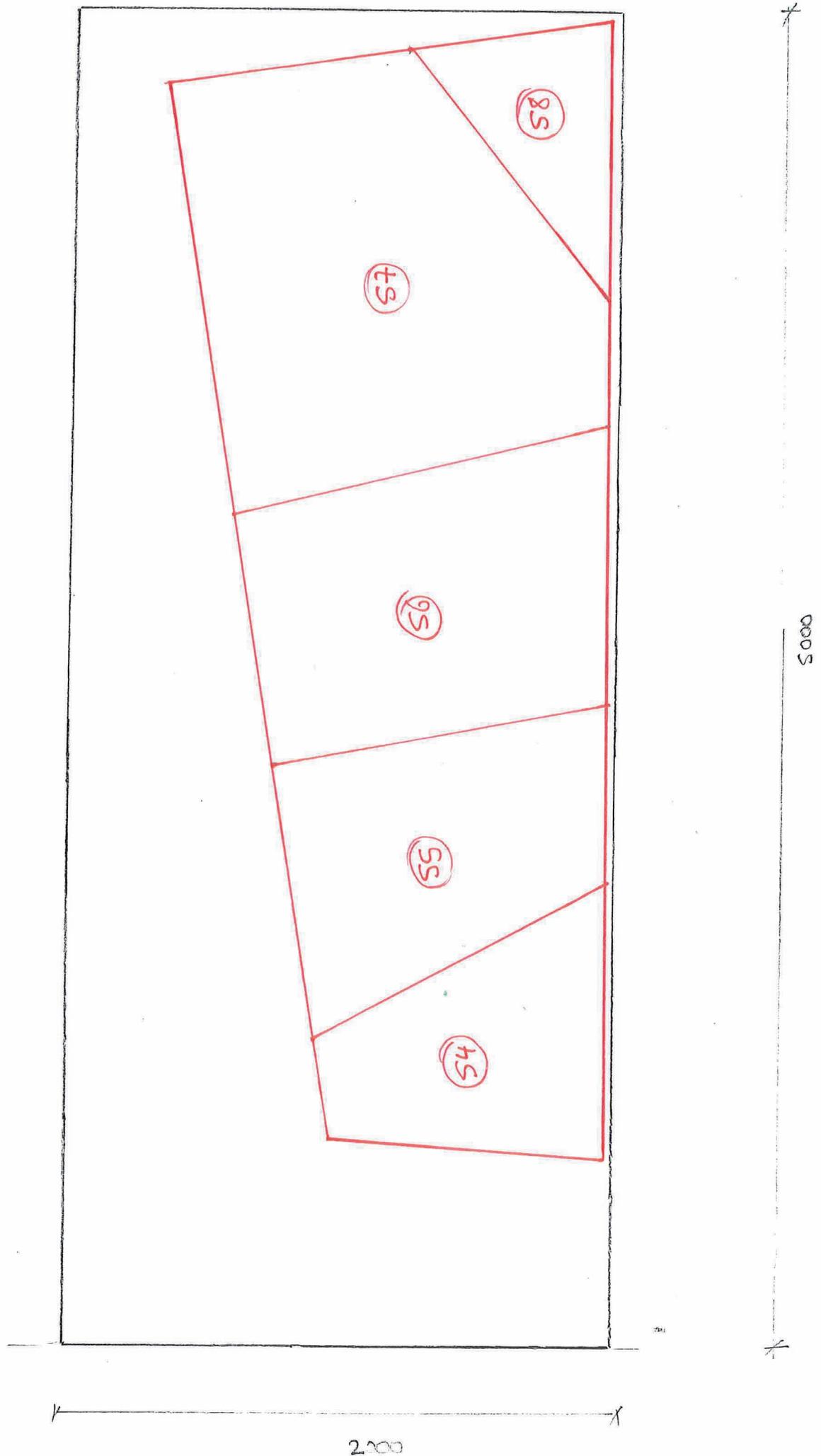
2000

Schalung 9

$M = 1:20$



Schaltung 10.



$M = 1:20$

2000

5000

Anlage 4

„Planungsunterlagen Verbundträger“

Positionsliste "Wandeinbauteil" Small House II

Stahl S235 JR	Anzahl
BL 260x150x10	4
BL 260x120x10	8
BL 150x140x10	4
Rundstab M20, Länge 1000 mm	8

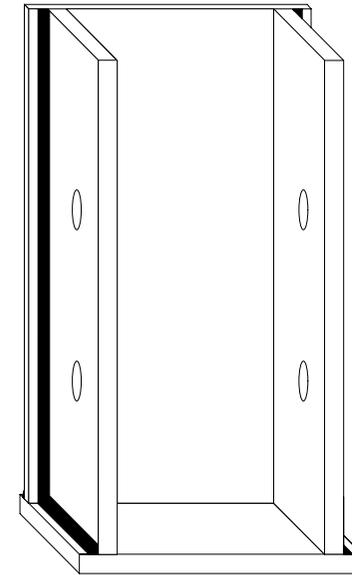
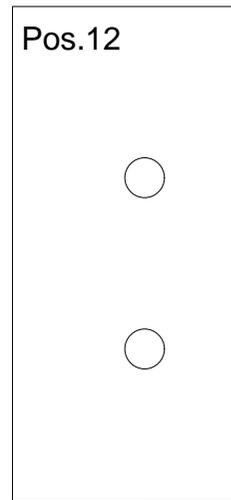
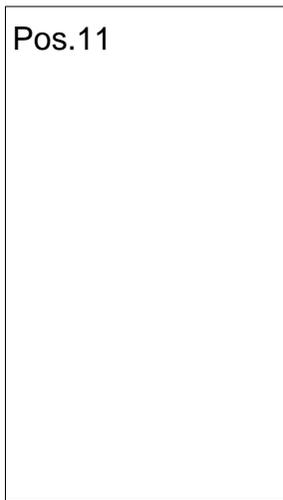
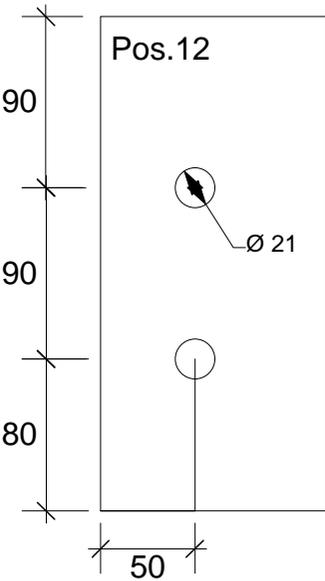
Rundstab $\varnothing 20$, Länge 1000 mm

Pos.14

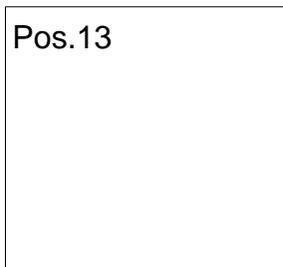
BL 260x120x10

BL 260x150x10

BL 260x120x10



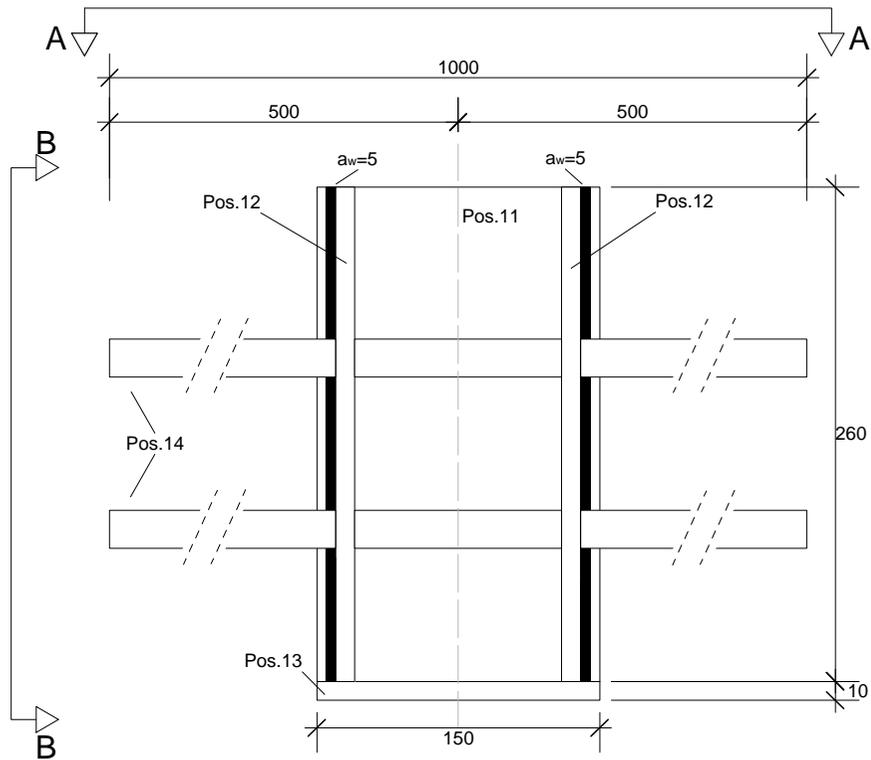
BL 150x140x10



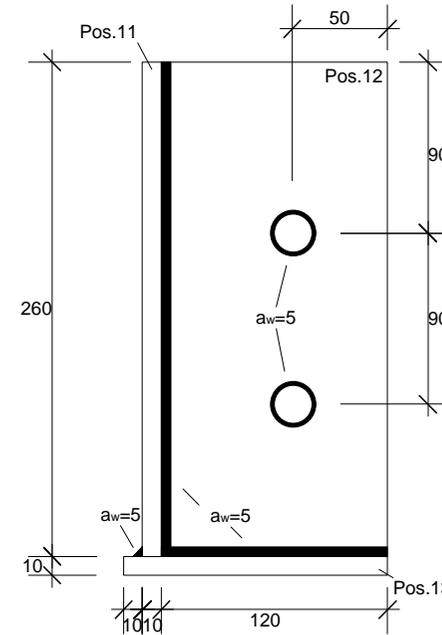
Projekt	Projektnummer
Small House II Wand einsparung"Small House II"	1
	Plannummer
	4
Auftraggeber	Gez.
	Datum gez.
	Datum gepr.
Planverfasser	Maßstab
M.K.	1:4
	Dateiname
	Small_house_II_Projekt_E insparung.vwx

Wandebauteil "Small House II"

4x fertigen

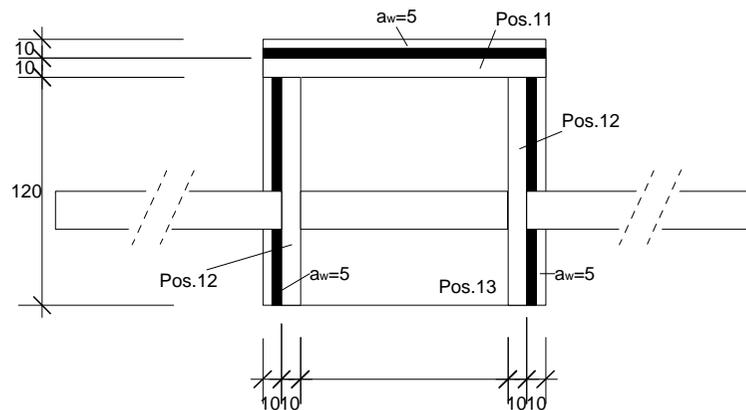


Schnitt B-B



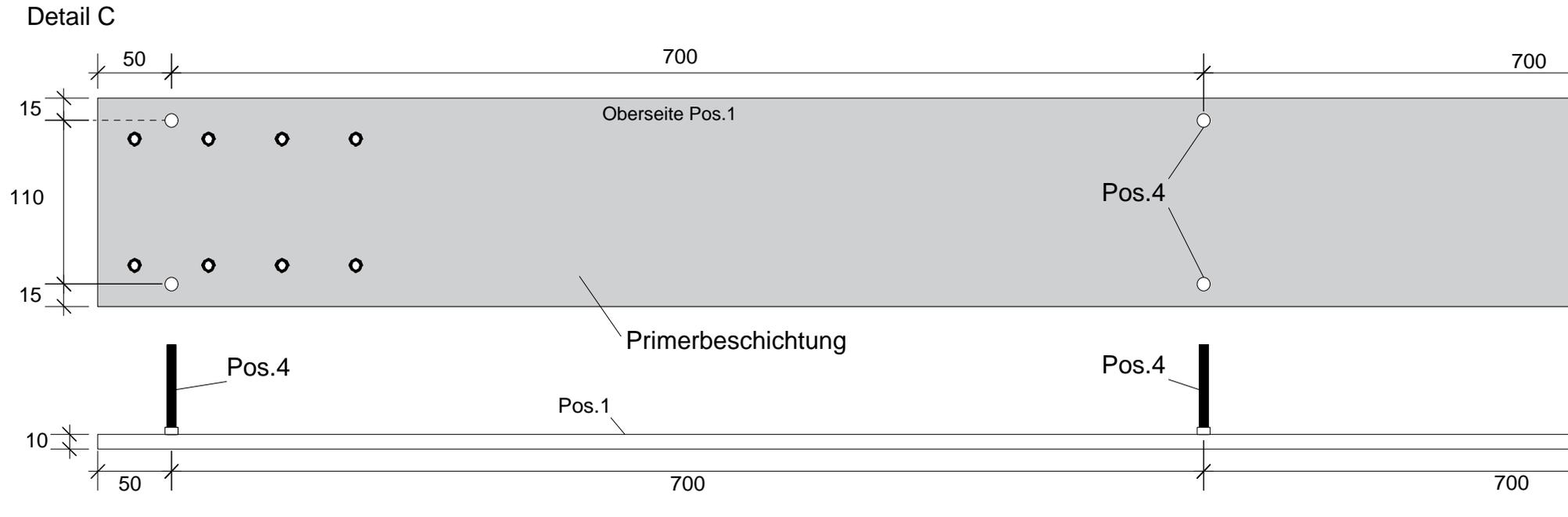
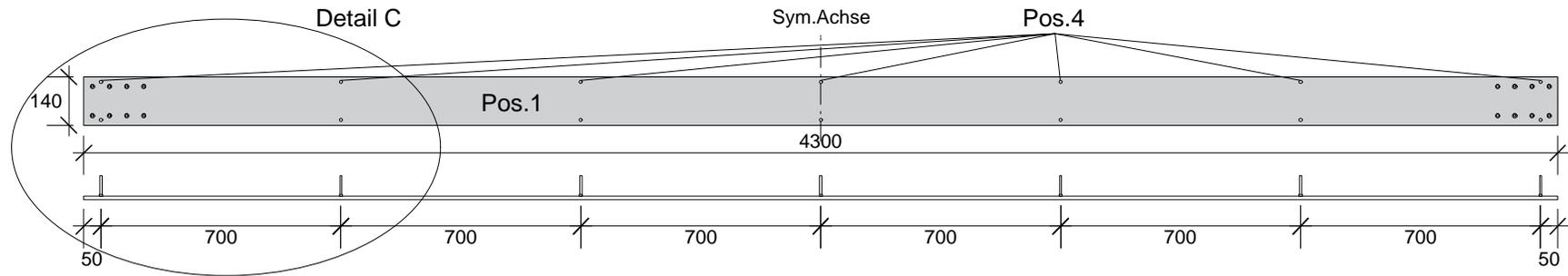
Rundstäbe nach Einbau mit Pos.12 verschweißen

Schnitt A-A



Projekt	Projektnummer
Small House II Wandeaussparung "Small House II"	1
	Plannummer
	5
Auftraggeber	Gez.
	Datum gez.
	Datum gepr.
Planverfasser	Maßstab
M.K.	1:4
	Dateiname
	Small_house_II_Projekt_Einsparung.vwx

Stahlquerschnitt Obergurt Bolzenanordnung



Stahl:
S235 JR

Primerbeschichtung: 

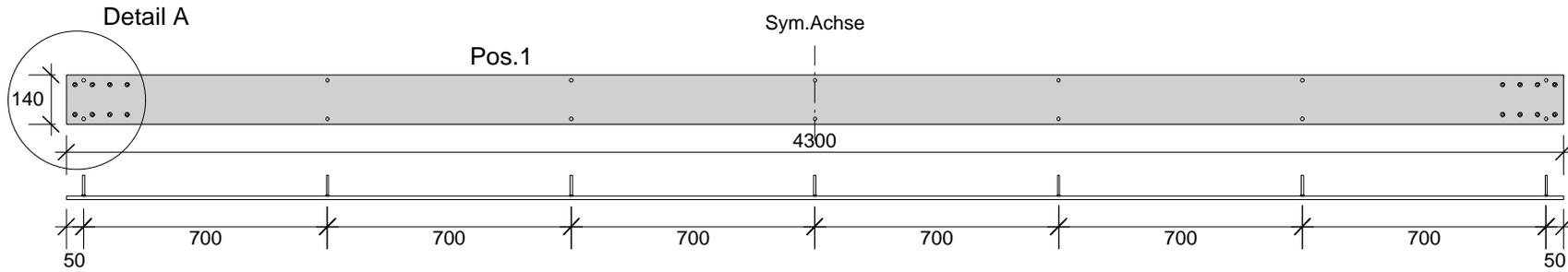
Korrosionsschutz: 

Pos.1: BL 140 x 4300 x 10

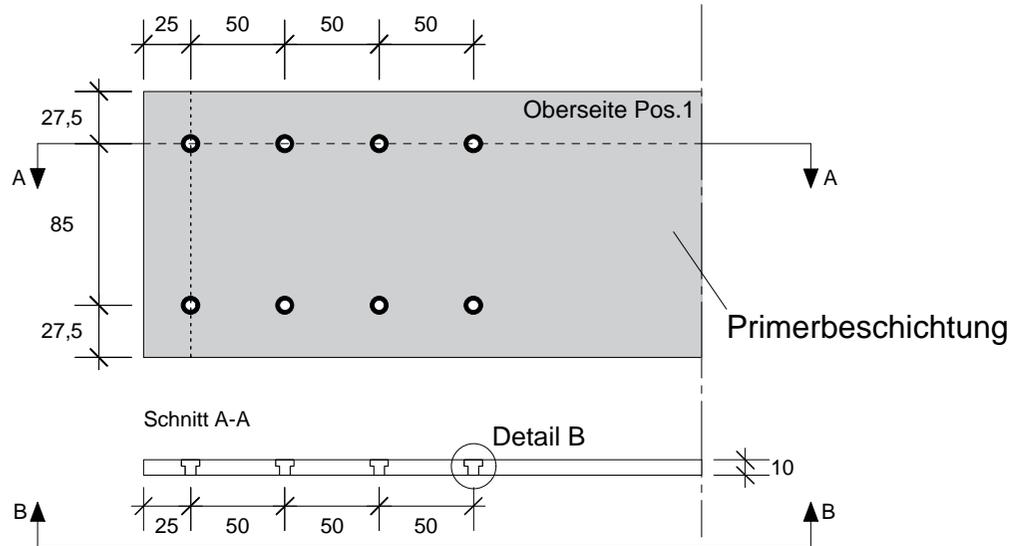
Pos.4: Gewindebolzen M6 ; L=60 ; 14 Stk pro Träger

Projekt	Small House II Verbundträger Stahlquerschnitt Untergurt	Projektnummer	1
		Plannummer	3
		Gez.	M.K.
Auftraggeber	5 Träger herstellen	Datum gez.	
		Datum gepr.	
Planverfasser	M.K.	Maßstab	1:20 ; Detail 1:5
		Dateiname	Small_house_II_Stahlblech.vwx

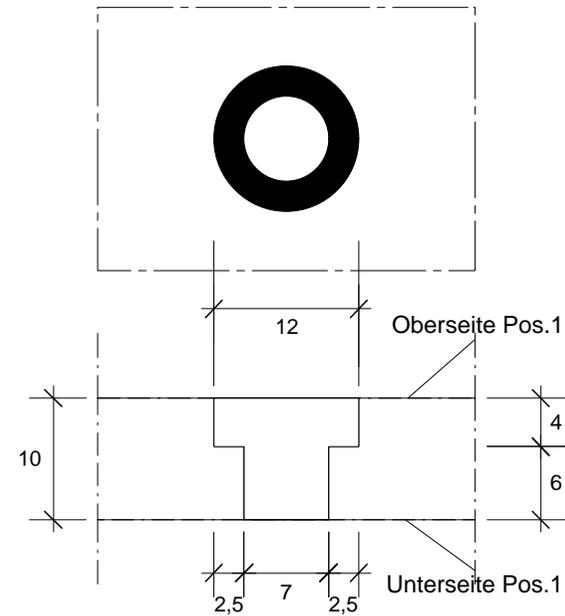
Stahlquerschnitt Obergurt Bohrung



Detail A



Detail B (Sackloch)

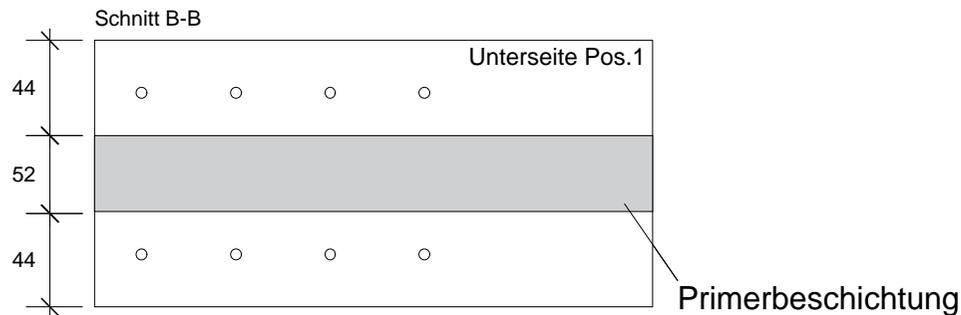


Stahl:
S235 JR

Primerbeschichtung: 

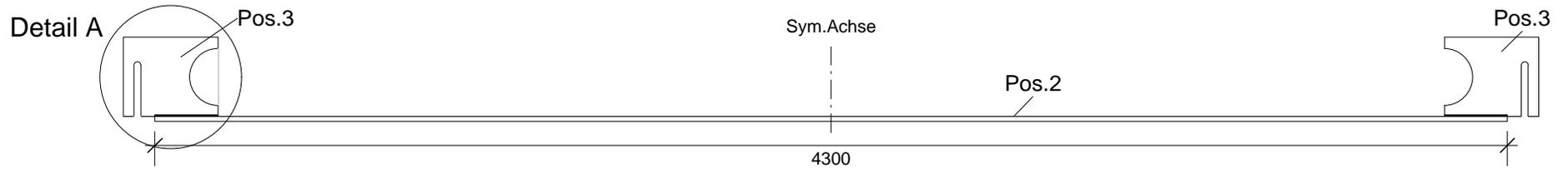
Korrosionsschutz: 

Pos.1: BL 140 x 4300 x 10

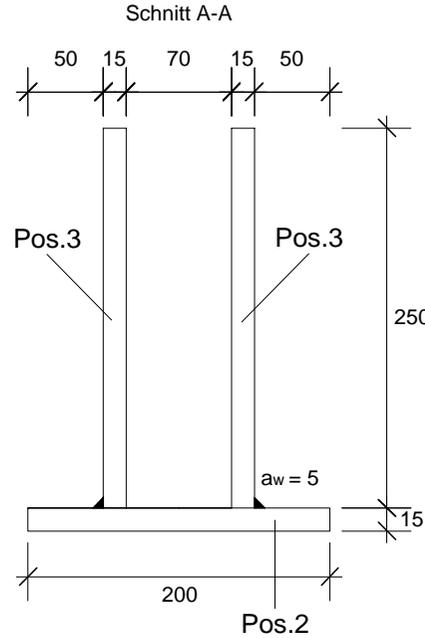
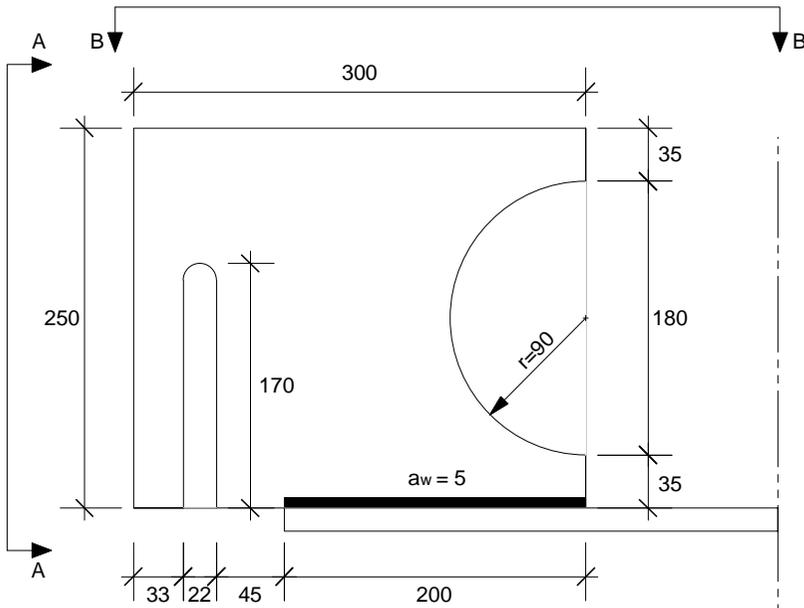


Projekt Small House II Verbundträger Stahlquerschnitt Untergurt	Projektnummer 1
	Plannummer 2
Auftraggeber 5 Träger herstellen	Gez. M.K.
	Datum gez.
Planverfasser M.K.	Datum gepr.
	Maßstab 1:20 ; Detail 1:5
Dateiname Small_house_II_Stahlblec h.vwx	

Stahlquerschnitt Untergurt



Detail A



Stahl:
S235 JR

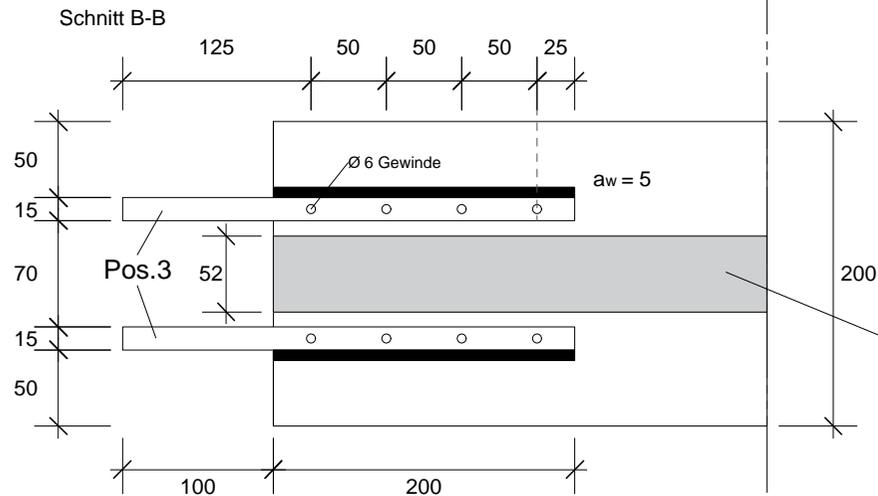
Primerbeschichtung:

Korrosionsschutz:

Pos.2: BL 200 x 4300 x 15

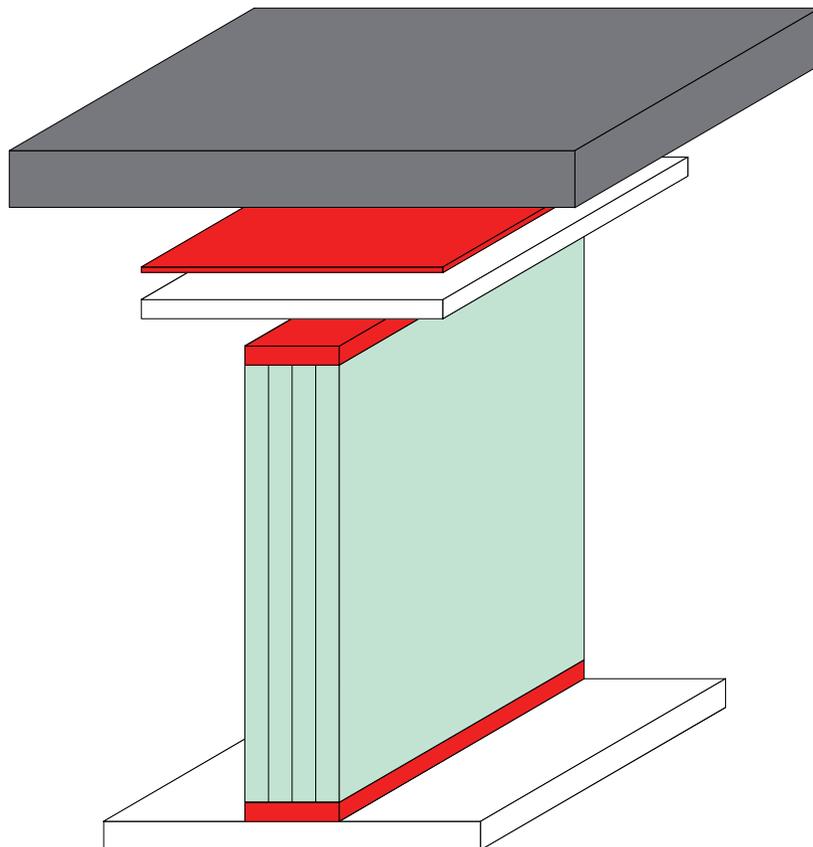
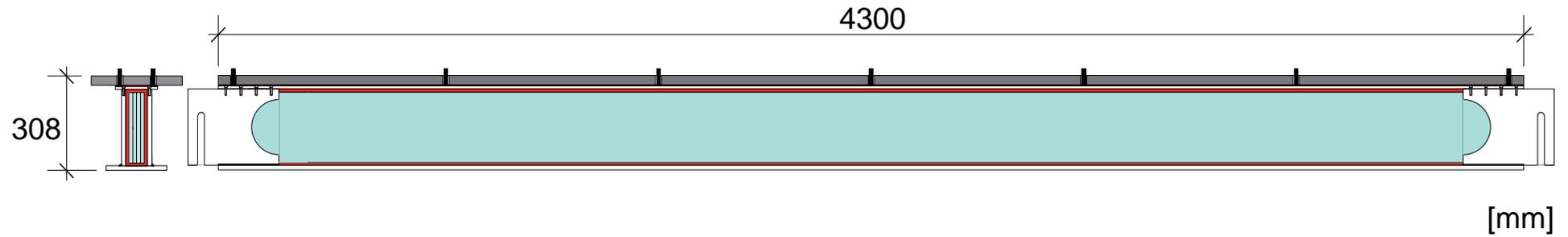
Pos.3: 4 x BL 300 x 250 x 15

[mm]



Projekt Small House II Verbundträger Stahlquerschnitt Untergurt	Projektnummer 1
	Plannummer 1
	Gez. M.K.
Auftraggeber 5 Träger herstellen	Datum gez.
	Datum gepr.
Planverfasser M.K.	Maßstab 1:20 ; Detail 1:5
	Dateiname Small_house_II_Stahlblec h.vwx

Innovativ geklebter Verbundträger

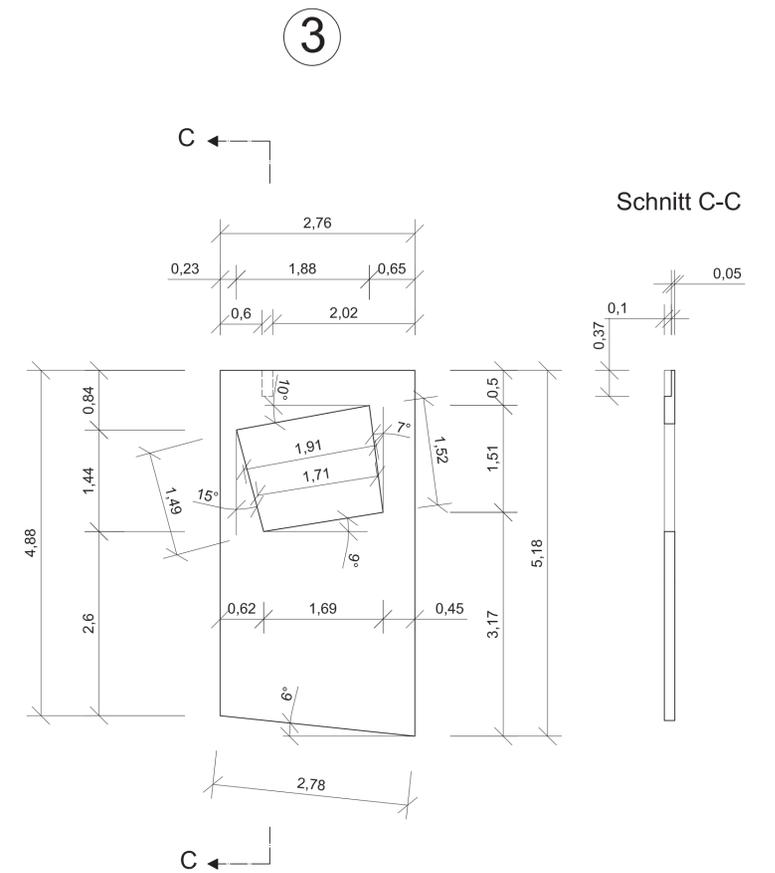
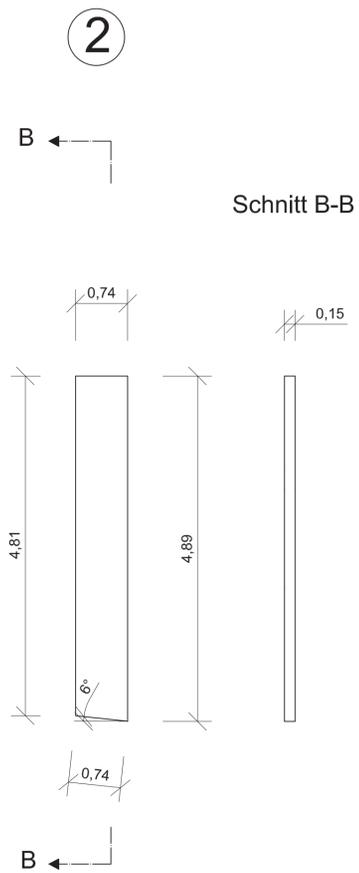
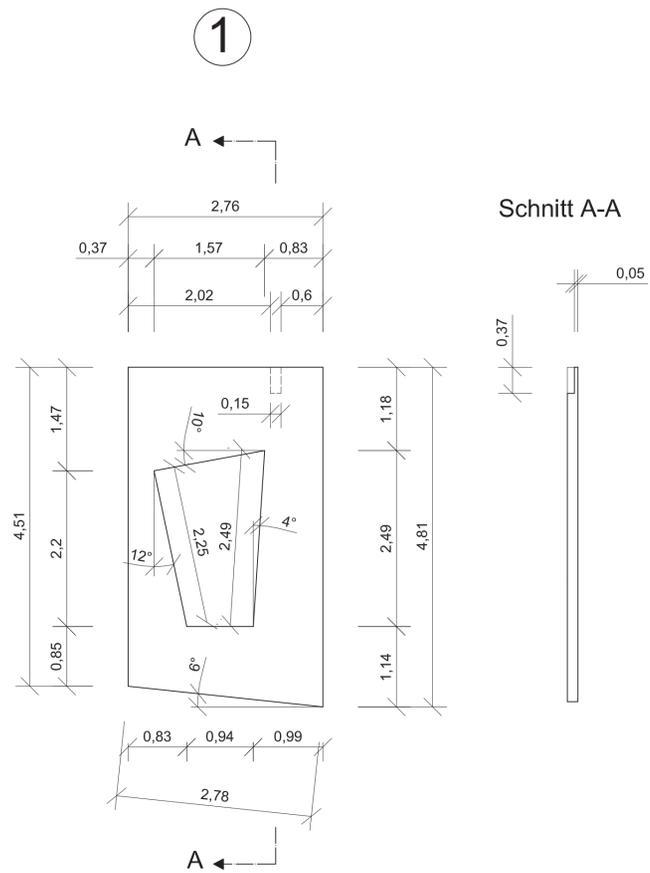


- UHPC / Beton
- Klebstoff
- Glas
- Stahl

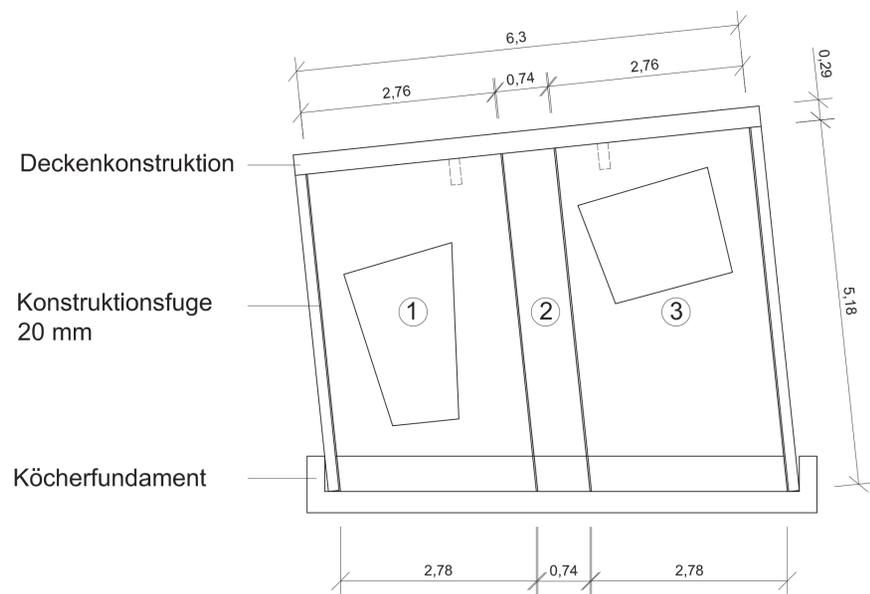
Projekt Small House II Verbundträger Stahlquerschnitt Untergurt	Projektnummer 1
	Plannummer 2
	Gez. M.K.
Auftraggeber	Datum gez.
	Datum gepr.
Planverfasser M.K.	Maßstab 1:20 ; Detail 1:5
	Dateiname Small_house_II_Stahlblec h.vwx

Anlage 5

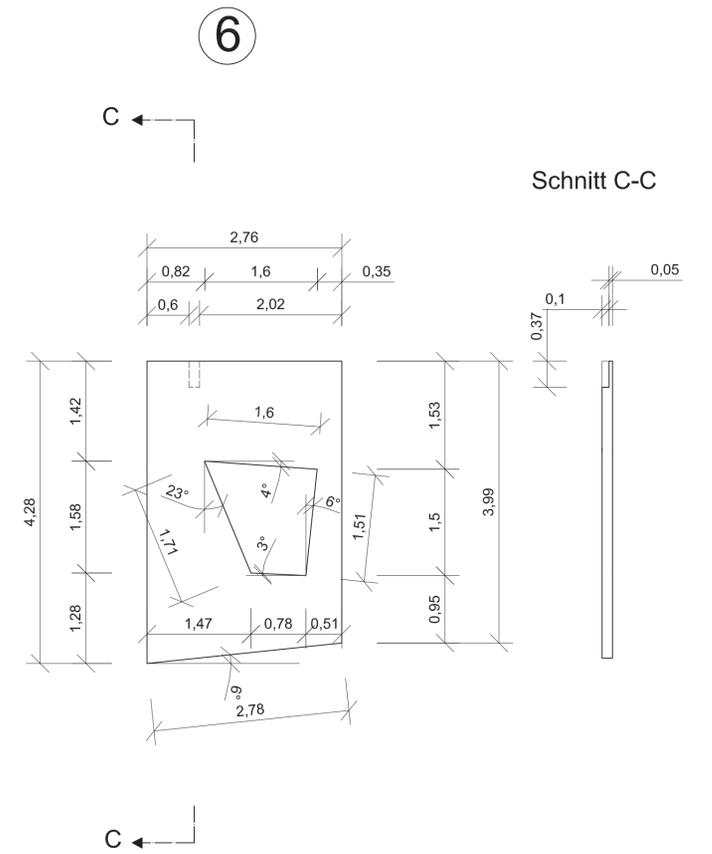
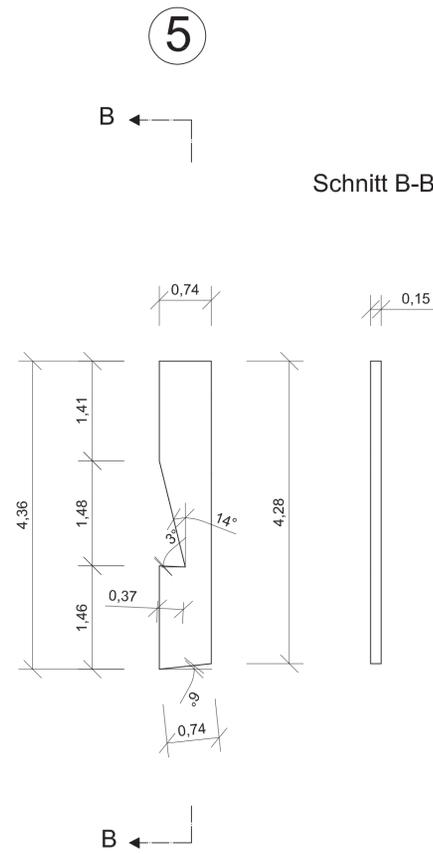
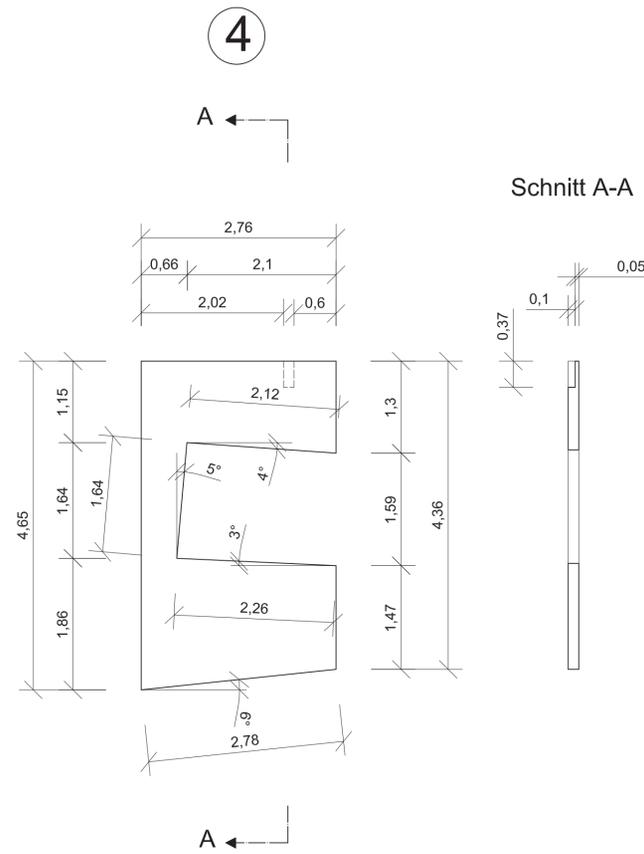
„Schal- und Bewehrungspläne der Tragschale“



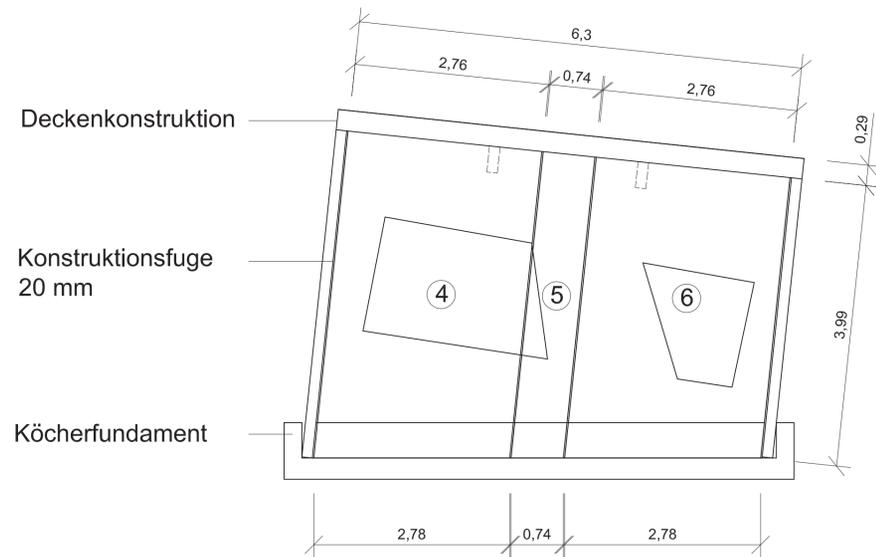
Nordost Ansicht



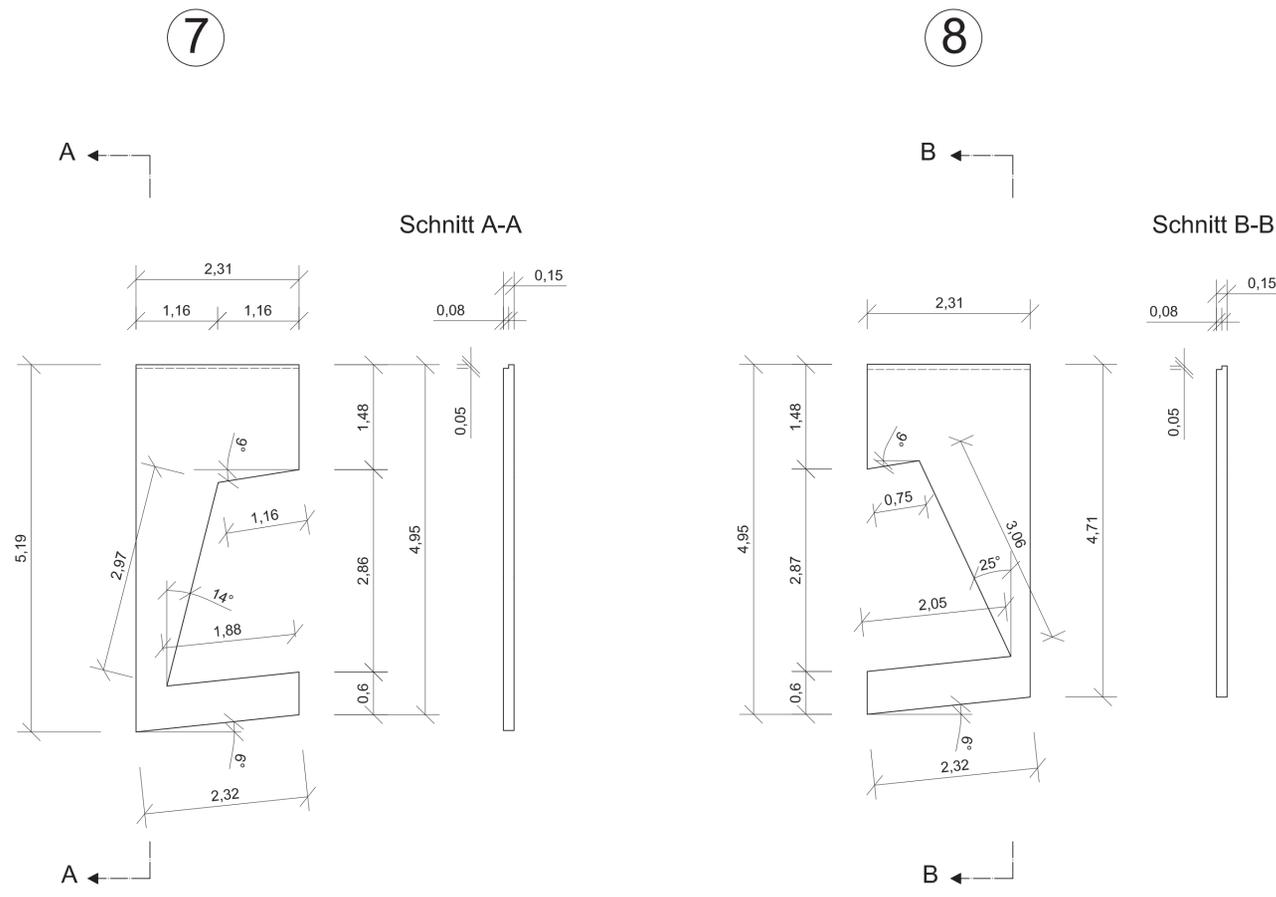
TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Schalungsplan	
POSITION:	3.1	
MATRIKEL:		NAME:
DATUM:		MASSSTAB: 1:50
UNI:	 TU KAISERSLAUTERN	NR: 1



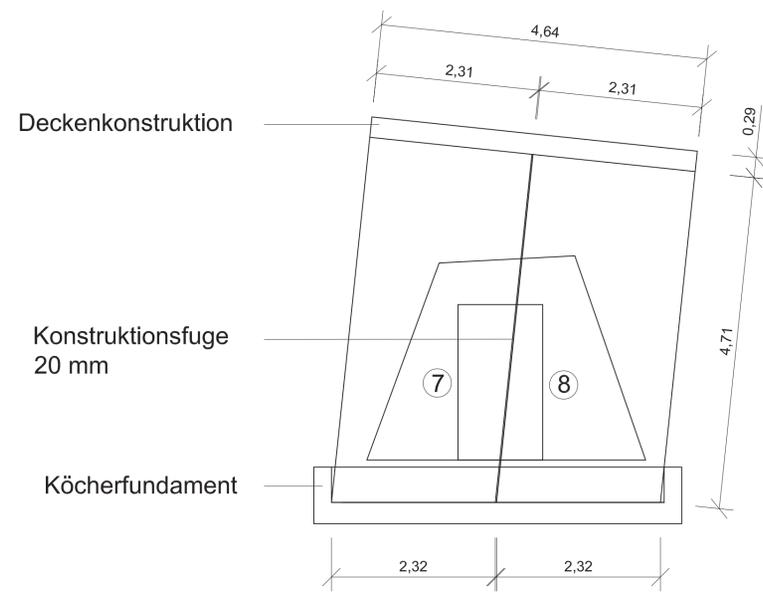
Südwest Ansicht



TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Schalungsplan	
POSITION:	3.2	
MATRIKEL:		NAME:
DATUM:		MASSSTAB: 1:50
UNI:	 TU KAISERSLAUTERN	NR: 2

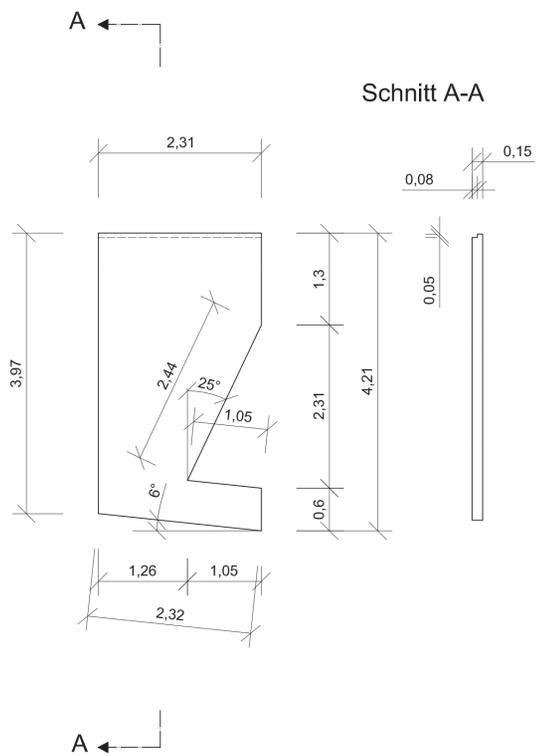


Nordwest Ansicht

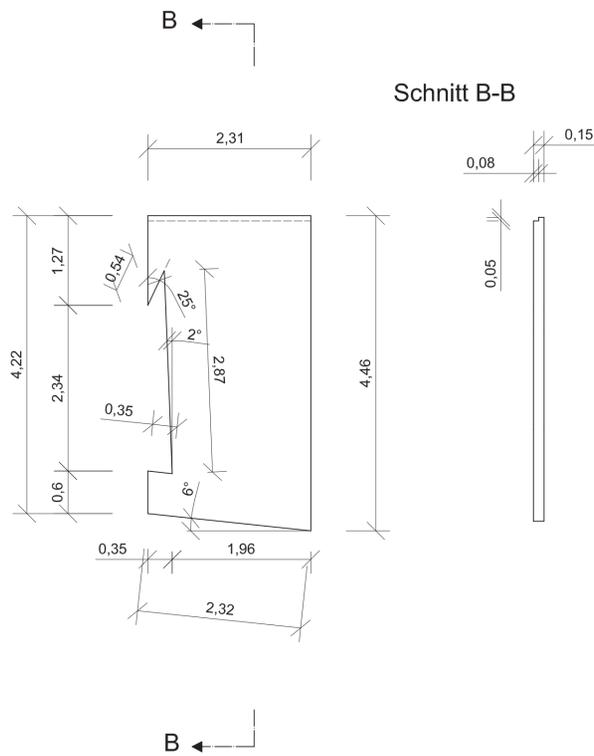


TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Schalungsplan	
POSITION:	3.3	
MATRIKEL:		NAME:
DATUM:		MASSSTAB: 1:50
UNI:	 TU KAISERSLAUTERN	NR: 3

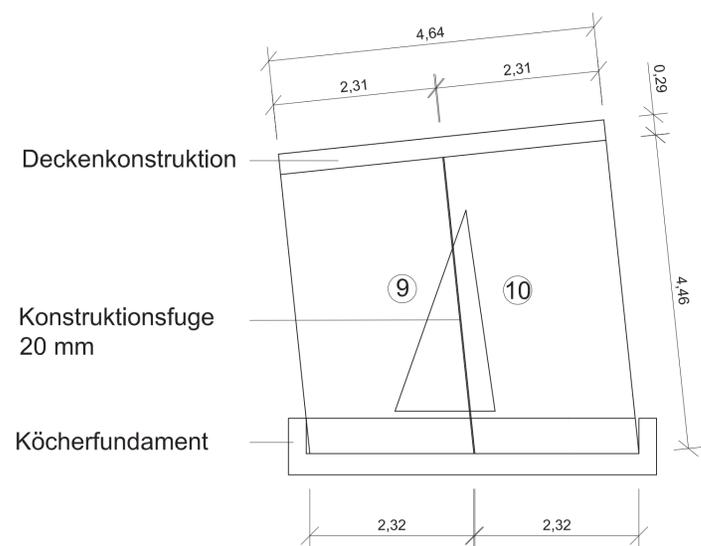
9



10



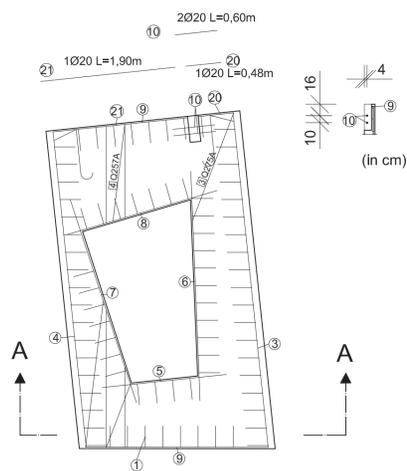
Südost Ansicht



TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Schalungsplan	
POSITION:	3.4	
MATRIKEL:		NAME:
DATUM:		MASSSTAB: 1:50
UNI:	TU KAISERSLAUTERN	NR: 4

1

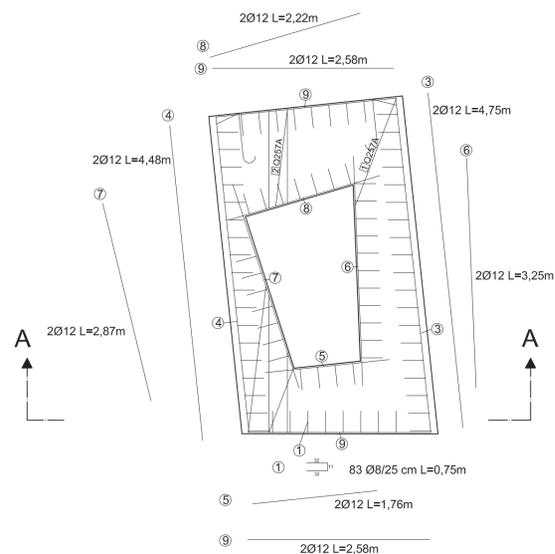
Untere Lage



Schnitt A-A

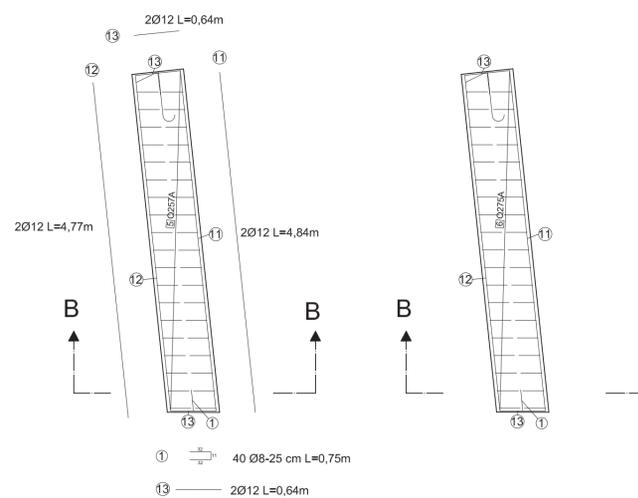


Obere Lage

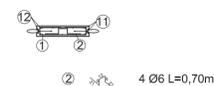


2

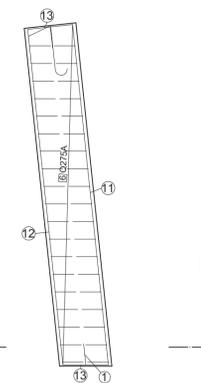
Untere Lage



Schnitt B-B

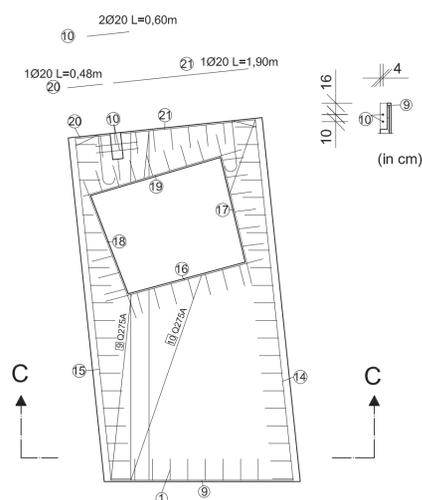


Obere Lage



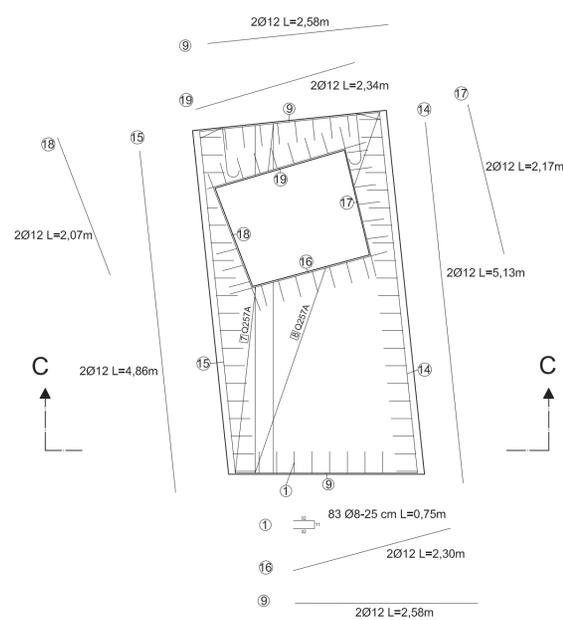
3

Untere Lage

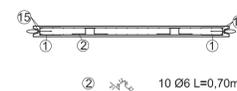


C

Obere Lage



Schnitt C-C



Pos.	Anzahl	ds mm	Länge m	Ges. Länge m	Ges. Gewicht kg	Biegeform		
1	83	40	83=206	8	0,75	154,50	61,03	→
2	10	4	10=24	6	0,70	16,80	3,73	→
3	2	12	4,75	9,50	8,44	→		
4	2	12	4,48	8,96	7,96	→		
5	2	12	1,76	3,52	3,13	→		
6	2	12	3,25	6,50	5,78	→		
7	2	12	2,87	5,74	5,10	→		
8	2	12	2,22	4,44	3,95	→		
9	2	12	2,58	5,16	4,65	→		
10	2	20	0,60	2,40	5,93	→		
11	2	12	4,84	9,68	8,60	→		
12	2	12	4,77	9,54	8,47	→		
13	2	12	0,64	2,56	2,28	→		
14	2	12	5,13	10,26	9,11	→		
15	2	12	4,86	9,72	8,63	→		
16	2	12	2,30	4,60	4,09	→		
17	2	12	2,17	4,34	3,86	→		
18	2	12	2,07	4,14	3,68	→		
19	2	12	2,34	4,68	4,16	→		
20	1	12	0,48	0,96	0,86	→		
21	1	12	1,90	3,80	3,38	→		
Gesamtgewicht Rundstahl					175,92 kg			

Biegen von Betonstählen nach DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung 2002-07“

Bei der Bestimmung des Biegerollendurchmessers d_{br} ist **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 23** zu beachten und nach der bautechnischen Funktion der Biegung zu unterscheiden:

Mindestwerte der Betondeckung d_{br} nach Tabelle 23	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]	
	Stabdurchmesser d_s [mm]	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]
> 100 mm und $> 7d_s$	$\min d_{br} = 10d_s$	6, 8, 10, 12 $4d_s$ $\min d_{br} = 40$ mm
> 50 mm und $> 3d_s$	$\min d_{br} = 15d_s$	14, 16 $4d_s$ $\min d_{br} = 64$ mm
≤ 100 mm und $\leq 3d_s$	$\min d_{br} = 20d_s$	20, 25, 28 $7d_s$ $\min d_{br} = 175$ mm

Biegungen nach A) zur Herstellung und Überprüfung ist der **erforderliche Biegerollendurchmesser immer anzugeben** und zwar an der Biegeform im Bewehrungsplan und auf der Stabliste.

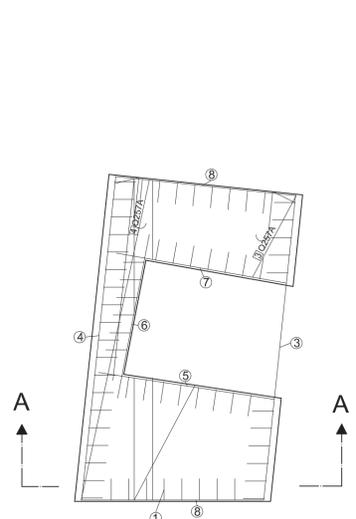
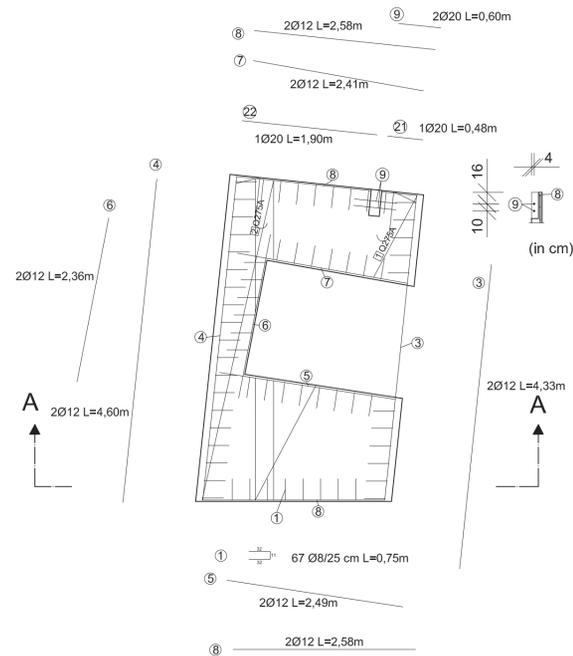
Biegungen nach B) wird an der Biegeform weder im Bewehrungsplan noch auf der Stabliste ein Biegerollendurchmesser angegeben, so ist erf. d_{br} in Abhängigkeit von d_s obiger Tabelle zu entnehmen.

TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Bewehrungsplan	
POSITION:	3.1	
BETON:	C30/ 37 XC1	STAHL: BST 500 S (B)
BETON-ÜBERDECKUNG:	cnom = 20 mm	
MATRIKEL:	NAME:	
DATUM:	MASSSTAB: 1:50	
UNI:	TU KAISERSLAUTERN	NR: 5

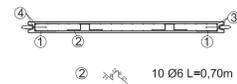
4

Untere Lage

Obere Lage



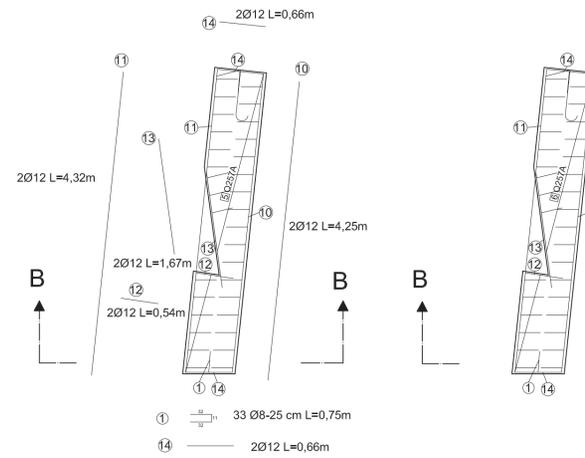
Schnitt A-A



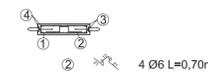
5

Untere Lage

Obere Lage



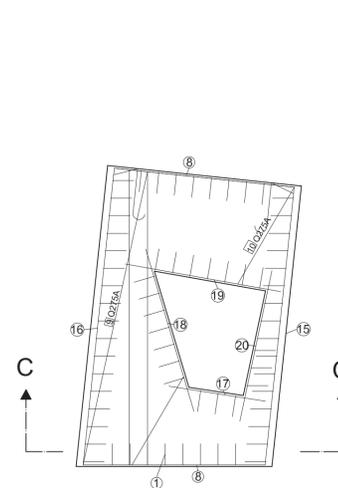
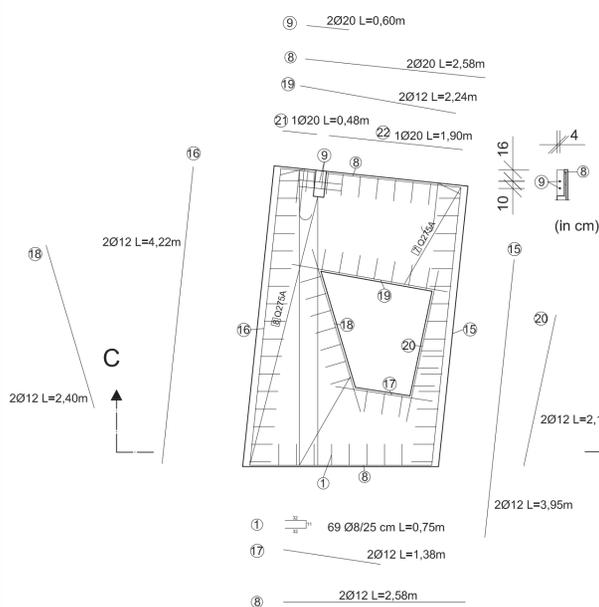
Schnitt B-B



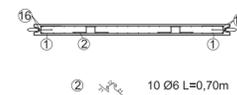
6

Untere Lage

Obere Lage



Schnitt C-C



Pos.	Anzahl	ds mm	Länge m	Ges. Länge m	Ges. Gewicht kg	Biegeform
1	67+33+69=169	8	0,75	126,75	50,07	→
2	10+4+10=24	6	0,70	16,80	3,73	→
3	2	12	4,33	8,66	7,69	→
4	2	12	4,60	9,20	8,17	→
5	2	12	2,49	4,98	4,43	→
6	2	12	2,36	4,72	4,20	→
7	2	12	2,41	4,82	4,29	→
8	2+1+2+1=6	12	2,58	15,48	13,75	→
9	2+2=4	20	0,60	2,40	5,93	→
10	2	12	4,25	8,50	7,55	→
11	2	12	4,32	8,64	7,68	→
12	2	12	0,54	1,08	0,96	→
13	2	12	1,67	3,34	2,97	→
14	2+2=4	12	0,66	2,64	2,35	→
15	2	12	3,95	7,90	7,02	→
16	2	12	4,22	8,44	7,50	→
17	2	12	1,38	2,76	2,45	→
18	2	12	2,40	4,80	4,27	→
19	2	12	2,24	4,48	3,98	→
20	2	12	2,18	4,36	3,88	→
21	1+1=2	12	0,48	0,96	0,86	→
22	1+1=2	12	1,90	3,80	3,38	→
Gesamtgewicht Rundstahl					157,11 kg	

Biegen von Betonstäählen nach DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung 2002-07“

Bei der Bestimmung des Biegerollendurchmessers d_{br} ist **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 23** zu beachten und nach der bautechnischen Funktion der Biegung zu unterscheiden:

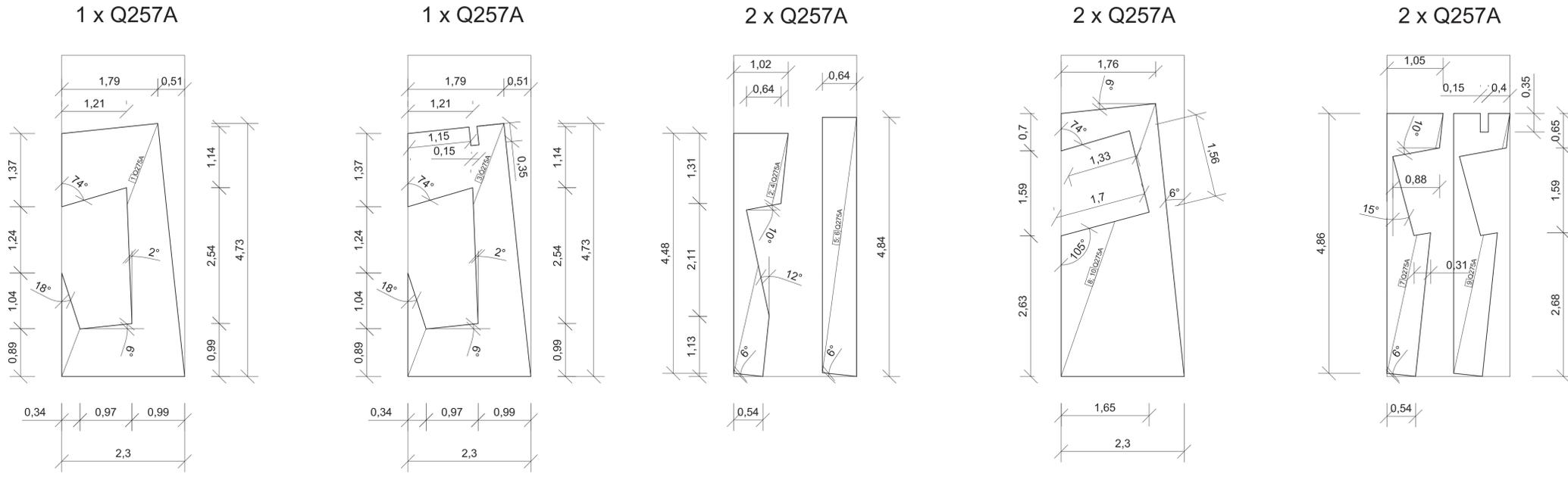
Mindestwerte der Betondeckung d_{br} nach DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 24	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]	
	Stabdurchmesser d_s [mm]	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]
> 100 mm und $> 7d_s$	min $d_{br} = 10d_s$	6, 8, 10, 12 $4d_s$ min $d_{br} = 40$ mm
> 50 mm und $> 3d_s$	min $d_{br} = 15d_s$	14, 16 $4d_s$ min $d_{br} = 64$ mm
≤ 100 mm und $\leq 3d_s$	min $d_{br} = 20d_s$	20, 25, 28 $7d_s$ min $d_{br} = 175$ mm

Biegungen nach A) zur Kraftumleitung
B) konstruktive Biegungen

Bei Betonstahlmatten und geschweißter Bewehrung, die nach dem Schweißen gebogen werden, ist zusätzlich **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 24** zu beachten. Die unter A) und B) aufgeführten Mindestwerte der Biegerollendurchmesser gelten nur, wenn $a \geq 4d_s$ (a = Abstand der Schweißung vom Krümmungsbeginn).

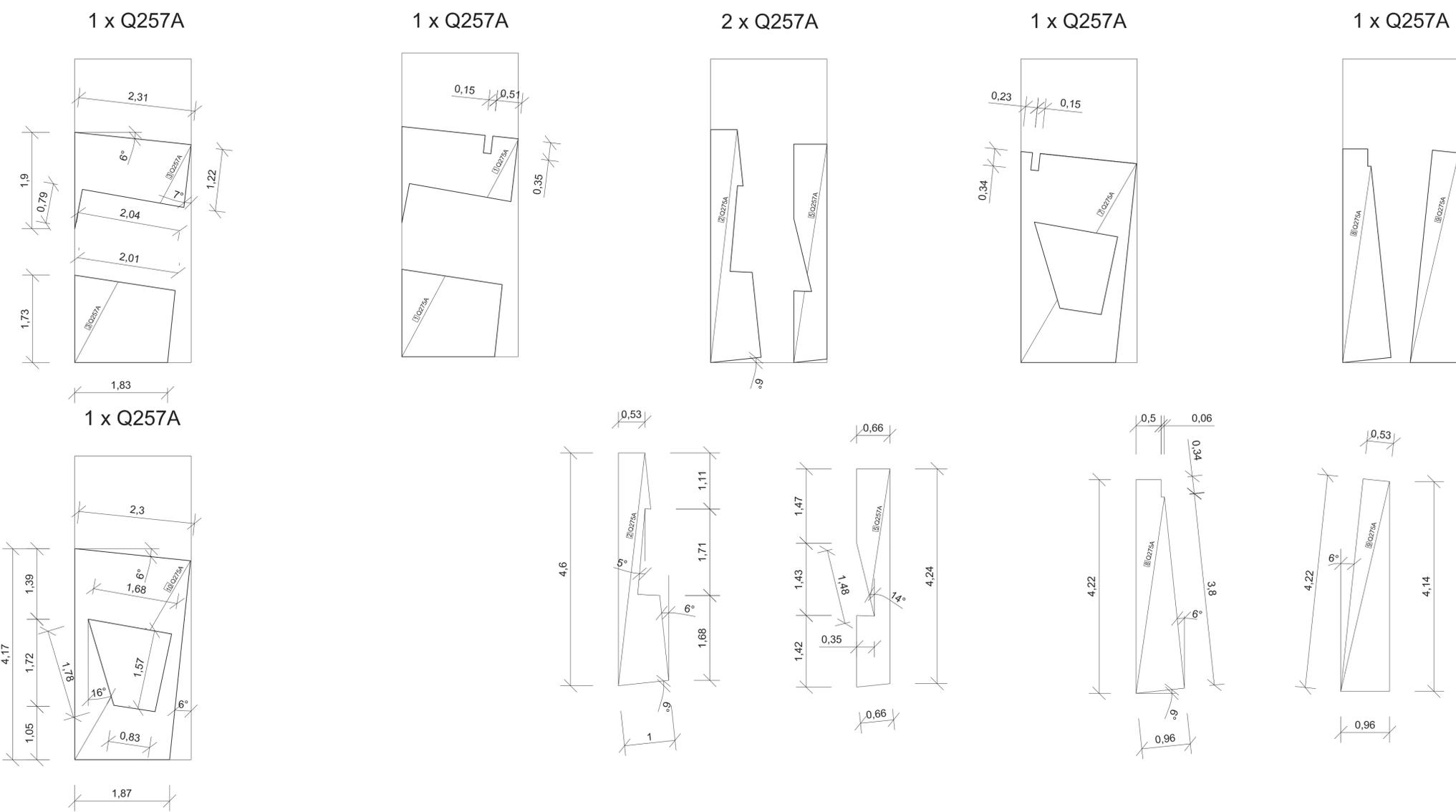
TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Bewehrungsplan	
POSITION:	3.2	
BETON:	C30/ 37 XC1	STAHL: BST 500 S (B)
BETON-ÜBERDECKUNG:	cnom = 20 mm	
MATRIKEL:	NAME:	
DATUM:	MASSSTAB: 1:50	
UNI:	TU KAISERSLAUTERN	NR: 6

3.1



Pos.	Anz	Länge m	Gewicht kg einer Matte	Ges. Gewicht kg
3.1	8	6.00 x 2.30	56,8 kg	454,40 kg
3.1 Gesamtgewicht Matten				454,40 kg

3.2



Pos.	Anz	Länge m	Gewicht kg einer Matte	Ges. Gewicht kg
3.2	7	6.00 x 2.30	56,8 kg	397,60 kg
3.2 Gesamtgewicht Matten				397,60 kg

TITEL:	Small House II		
UNTERTITEL:	Schneideplan		
POSITION:	3.1; 3.2		
BETON:	STAHL:		BST 500 S (B)
BETON-ÜBERDECKUNG:			
MATRIKEL:	NAME:		
DATUM:	MASSSTAB: 1:50		
UNI:		TU KAISERSLAUTERN	NR: 7

Pos.	Anzahl	ds mm	Länge m	Ges. Länge m	Ges. Gewicht kg	Biegeform
1	65+62=127	8	0,75	95,25	37,63	→
2	8+8=16	6	0,65	10,40	2,30	↘↗
3	2	12	4,92	9,84	8,74	↘↗
4	2	12	5,15	10,30	9,15	↘↗
5	2	12	2,06	4,12	3,66	↘↗
6	2	12	3,81	7,62	6,77	↘↗
7	2	12	1,64	3,28	2,92	↘↗
8	2+2+2+2=8	12	2,22	17,76	15,77	↘↗
9	2	12	4,87	9,74	8,65	↘↗
10	2	12	4,90	9,80	8,71	↘↗
11	2	12	2,17	4,34	3,86	↘↗
12	2	12	3,67	7,34	6,52	↘↗
13	2	12	1,02	2,04	1,82	↘↗
Gesamtgewicht Rundstahl					116,50 kg	

7

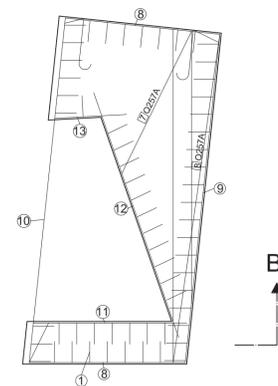
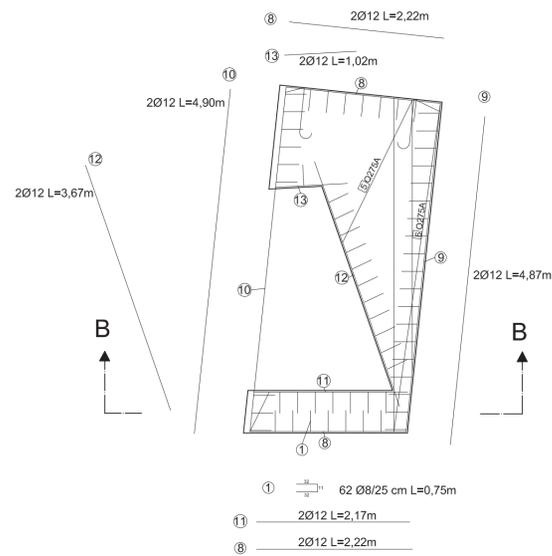
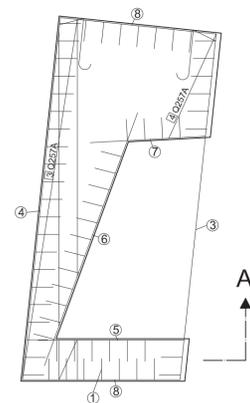
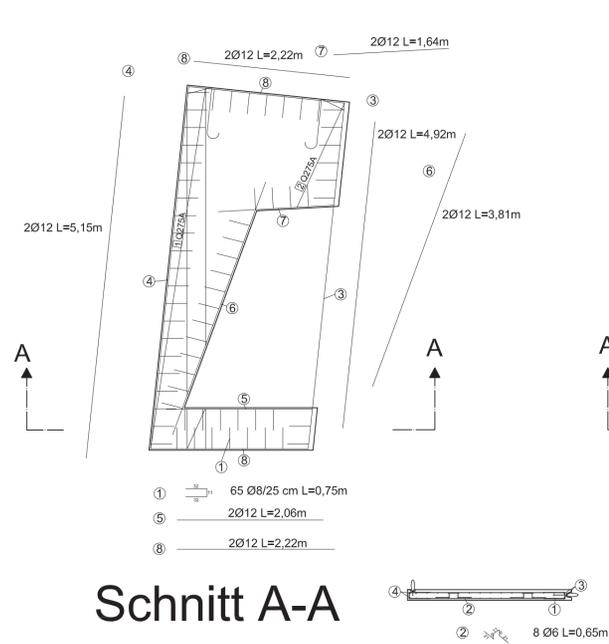
8

Untere Lage

Obere Lage

Untere Lage

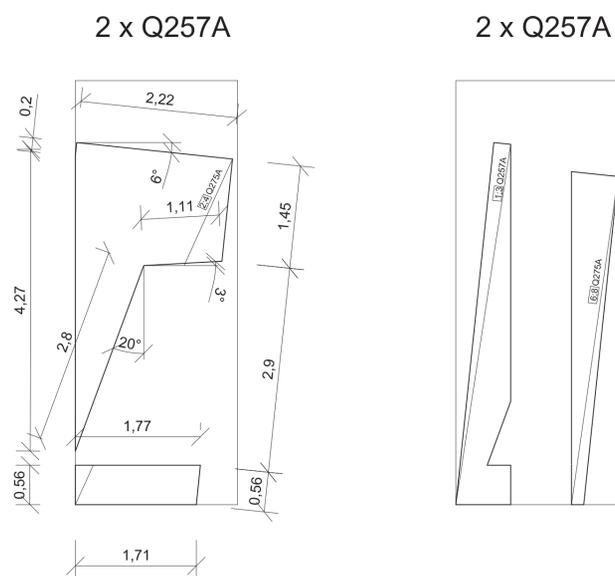
Obere Lage



Schnitt A-A

Schnitt B-B

Schneideplan



Biegen von Betonstählen nach DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung 2002-07“

Bei der Bestimmung des Biegerollendurchmessers d_{br} ist **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 23** zu beachten und nach der bautechnischen Funktion der Biegung zu unterscheiden:

Mindestwerte der Betondeckung d_{br} relativ zur Krümmungsebene	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]		
	Stabdurchmesser d_s [mm]	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]	
> 100 mm und $> 7d_s$	min $d_{br} = 10d_s$	6, 8, 10, 12	$4d_s$ min $d_{br} = 40$ mm
> 50 mm und $> 3d_s$	min $d_{br} = 15d_s$	14, 16	$4d_s$ min $d_{br} = 64$ mm
≤ 100 mm und $\leq 3d_s$	min $d_{br} = 20d_s$	20, 25, 28	$7d_s$ min $d_{br} = 175$ mm

Biegungen nach A) wird an der Biegeform weder im Bewehrungsplan noch auf der Stabliste ein Biegerollendurchmesser angegeben, so ist d_{br} in Abhängigkeit von d_s obiger Tabelle zu entnehmen.

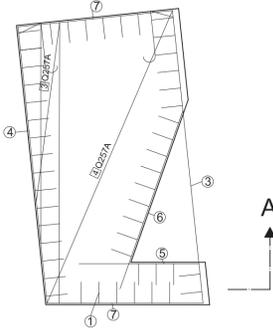
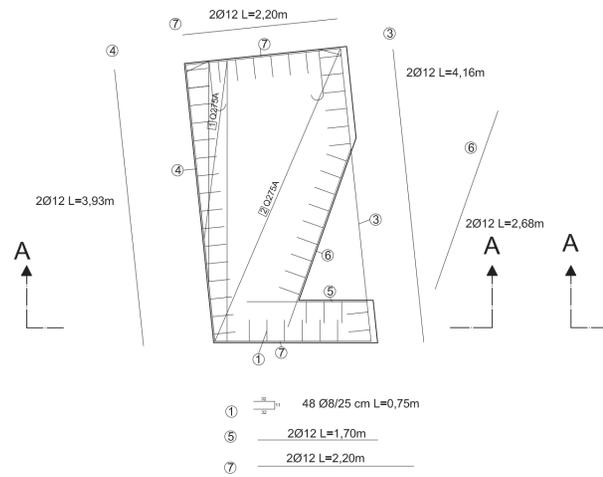
Bei Betonstahlmatten und geschweißter Bewehrung, die nach dem Schweißen gebogen werden, ist zusätzlich **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 24** zu beachten. Die unter A) und B) aufgeführten Mindestwerte der Biegerollendurchmesser gelten nur, wenn $a \geq 4d_s$ (a = Abstand der Schweißung vom Krümmungsbeginn).

TITEL:	Small House II	
UNTERTITEL:	Bewehrungsplan	
POSITION:	3.3	
BETON:	C30/ 37 XC1	STAHL: BST 500 S (B)
BETON-ÜBERDECKUNG:	cnom = 20 mm	
MATRIKEL:	NAME:	
DATUM:	MASSSTAB: 1:50	
UNI:	TU KAISERSLAUTERN	NR: 8

9

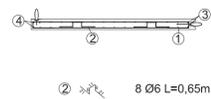
Untere Lage

Obere Lage



- 1 48 Ø8/25 cm L=0,75m
- 5 2Ø12 L=1,70m
- 7 2Ø12 L=2,20m

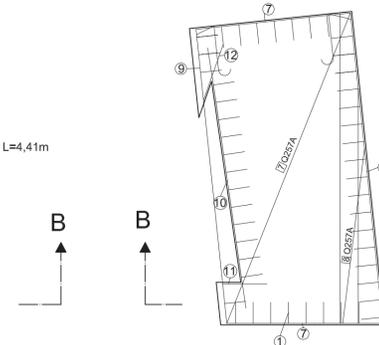
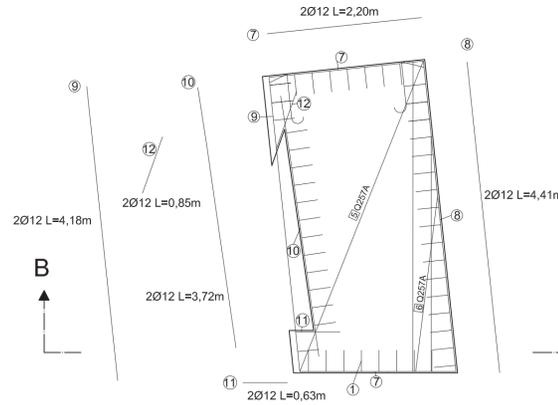
Schnitt A-A



10

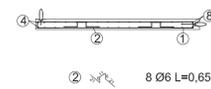
Untere Lage

Obere Lage



- 1 48 Ø8/25 cm L=0,75m
- 7 2Ø12 L=2,20m

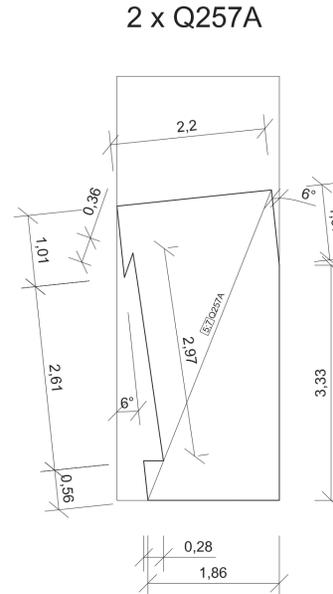
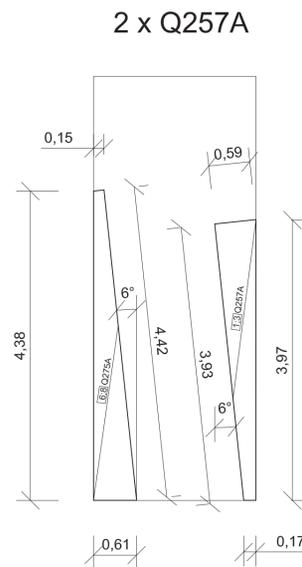
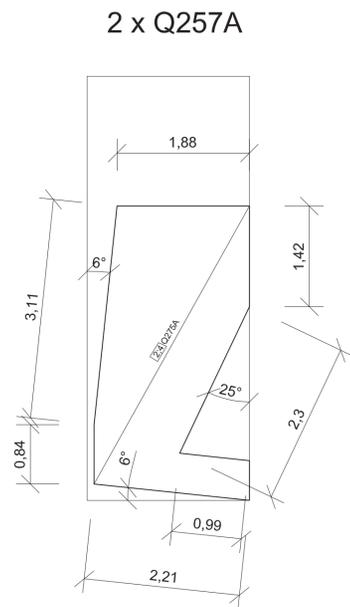
Schnitt B-B



Pos.	Anzahl	ds mm	Länge m	Ges. Länge m	Ges. Gewicht kg	Biegeform
1	48+48=96	8	0,75	72,00	28,44	→
2	8+8=16	6	0,65	10,40	2,31	→
3	2	12	4,16	8,32	7,39	→
4	2	12	3,93	7,86	6,98	→
5	2	12	1,70	3,40	3,02	→
6	2	12	2,68	5,36	4,76	→
7	2+2+2+2=8	12	2,20	17,60	15,63	→
8	2	12	4,41	8,82	7,84	→
9	2	12	4,18	8,36	7,43	→
10	2	12	3,72	7,44	6,61	→
11	2	12	0,63	1,26	1,12	→
12	2	12	0,85	1,70	1,51	→
Gesamtgewicht Rundstahl					93,04 kg	

Pos.	Anz	Länge m	Gewicht kg einer Matte	Ges. Gewicht kg
3.4	6	6.00 x 2.30	56,8 kg	340,80 kg
3.4 Gesamtgewicht Matten				340,80 kg

Schneideplan



Biegen von Betonstählen nach DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung 2002-07“

Bei der Bestimmung des Biegerollendurchmessers d_{br} ist **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 23** zu beachten und nach der bautechnischen Funktion der Biegung zu unterscheiden:

Mindestwerte der Betondeckung d_{br} relativ zur Krümmungsebene	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Biegerollendurchmesser d_{br} [mm]
> 100 mm und > $7d_s$	min $d_{br} = 10d_s$	6, 8, 10, 12	$4d_s$ min $d_{br} = 40$ mm
> 50 mm und > $3d_s$	min $d_{br} = 15d_s$	14, 16	$4d_s$ min $d_{br} = 64$ mm
≤ 100 mm und ≤ $3d_s$	min $d_{br} = 20d_s$	20, 25, 28	$7d_s$ min $d_{br} = 175$ mm

A) Biegungen zur Kraftumleitung

B) konstruktive Biegungen

Bei der Herstellung und Überprüfung ist der **erforderliche Biegerollendurchmesser immer anzugeben** und zwar an der Biegestelle ein Biegerollendurchmesser angegeben, so ist erf. d_{br} in Abhängigkeit von d_s obiger Tabelle zu entnehmen.

Bei Betonstahlmatten und geschweißter Bewehrung, die nach dem Schweißen gebogen werden, ist zusätzlich **DIN 1045-1, 12.3, Tabelle 24** zu beachten. Die unter A) und B) aufgeführten Mindestwerte der Biegerollendurchmesser gelten nur, wenn $a \geq 4d_s$ (a = Abstand der Schweißung vom Krümmungsbeginn).

TITEL: **Small House II**

UNTERTITEL: **Bewehrungsplan**

POSITION: **3.4**

BETON: **C30/ 37 XC1** STAHL: **BST 500 S (B)**

BETON-ÜBERDECKUNG: **cnom = 20 mm**

MATRIKEL: NAME:

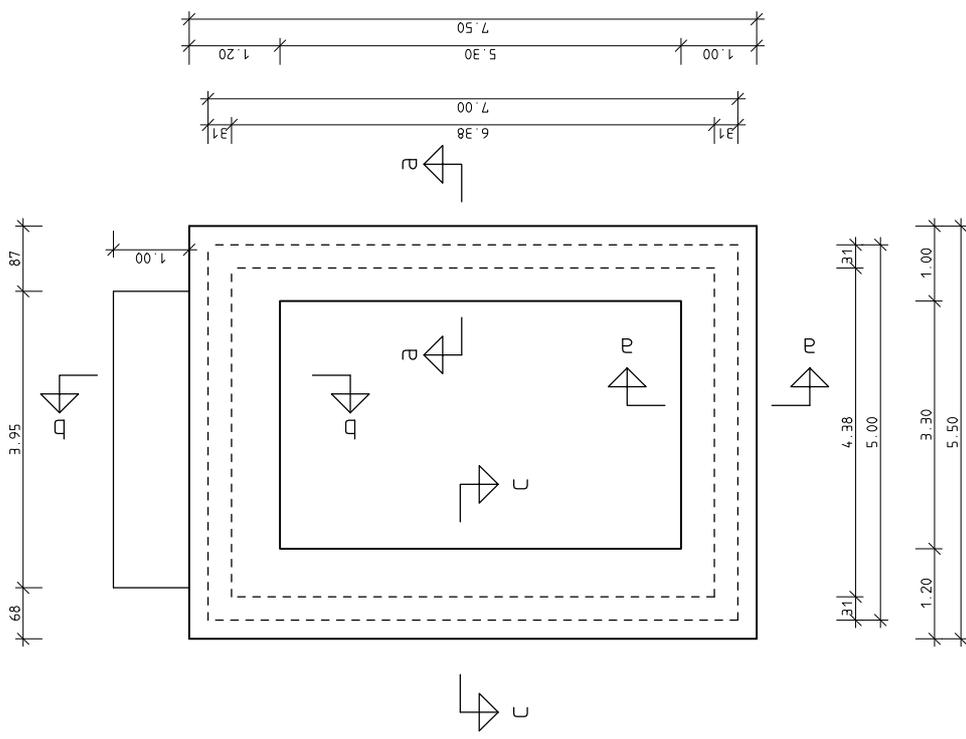
DATUM: MASSSTAB: **1:50**

UNI: **TU KAISERSLAUTERN** NR: **9**

Anlage 6

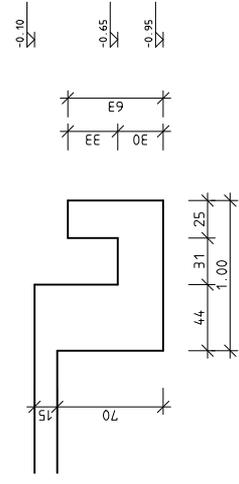
„Schal- und Bewehrungspläne Fundament“

Grundriss



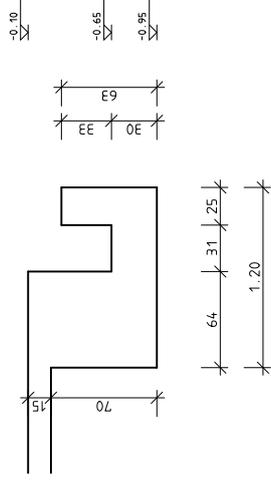
Schnitt a-a

M 1:25



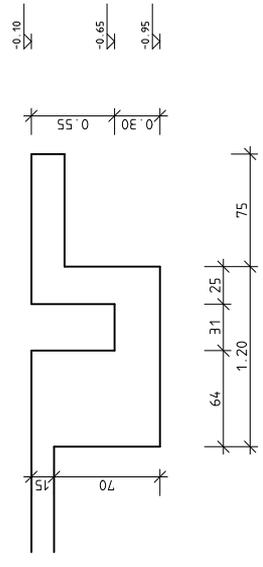
Schnitt c-c

M 1:25



Schnitt b-b

M 1:25

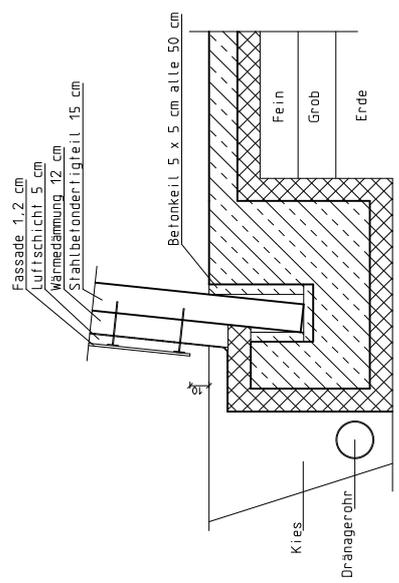


VERTEILER

INDEX	ARCHITEKT	PRÜF-LING	BAUSTELLE	BAUHERR	SONDER-LING

ÄNDERUNGEN

INDEX	DATUM



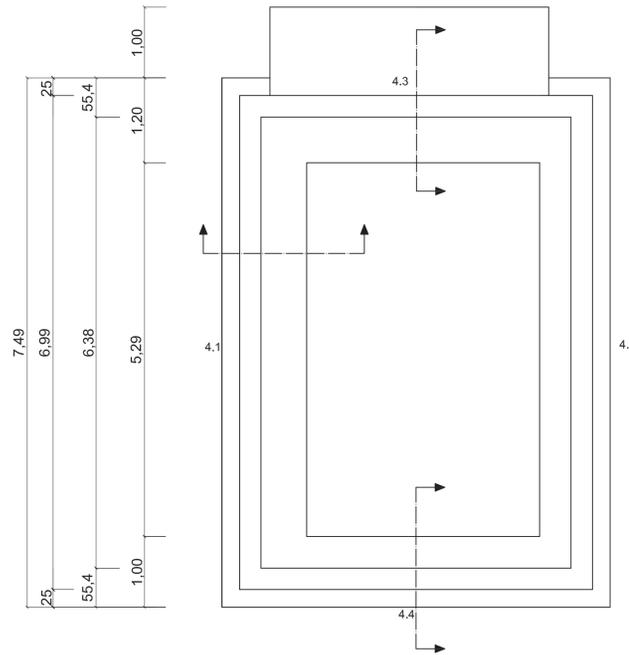
Technische Universität Kaiserslautern
 Verireten durch den Kanzler der TU Kaiserslautern
 Gottlieb-Daimler-Str., Gebäude 47
 67663 Kaiserslautern

Bauvorhaben:
 Forschungsgebäude "Small House II"

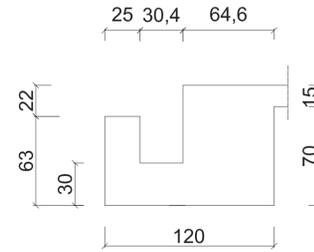
Bauteil:
 Schalplan: Fundamente

Beton:	Beton art:	Datum	Name	Mäßstab:
Betonhörd.:	Wetzsahl:	24.04.2012	*	1:50
Größe:	Mauerwerk:			Plan-Nr.
84, 1/59, 4, C4				

POSITION 4.1

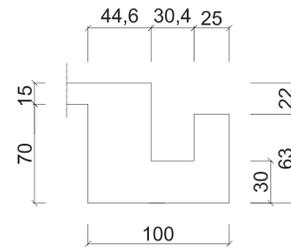


1:50



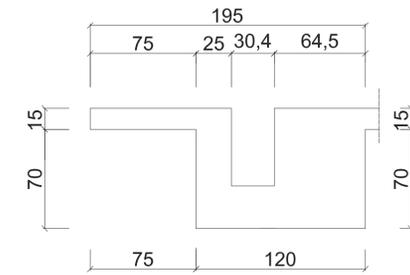
1:25

POSITION 4.2



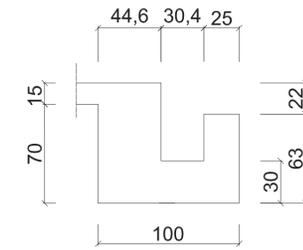
1:25

POSITION 4.3



1:25

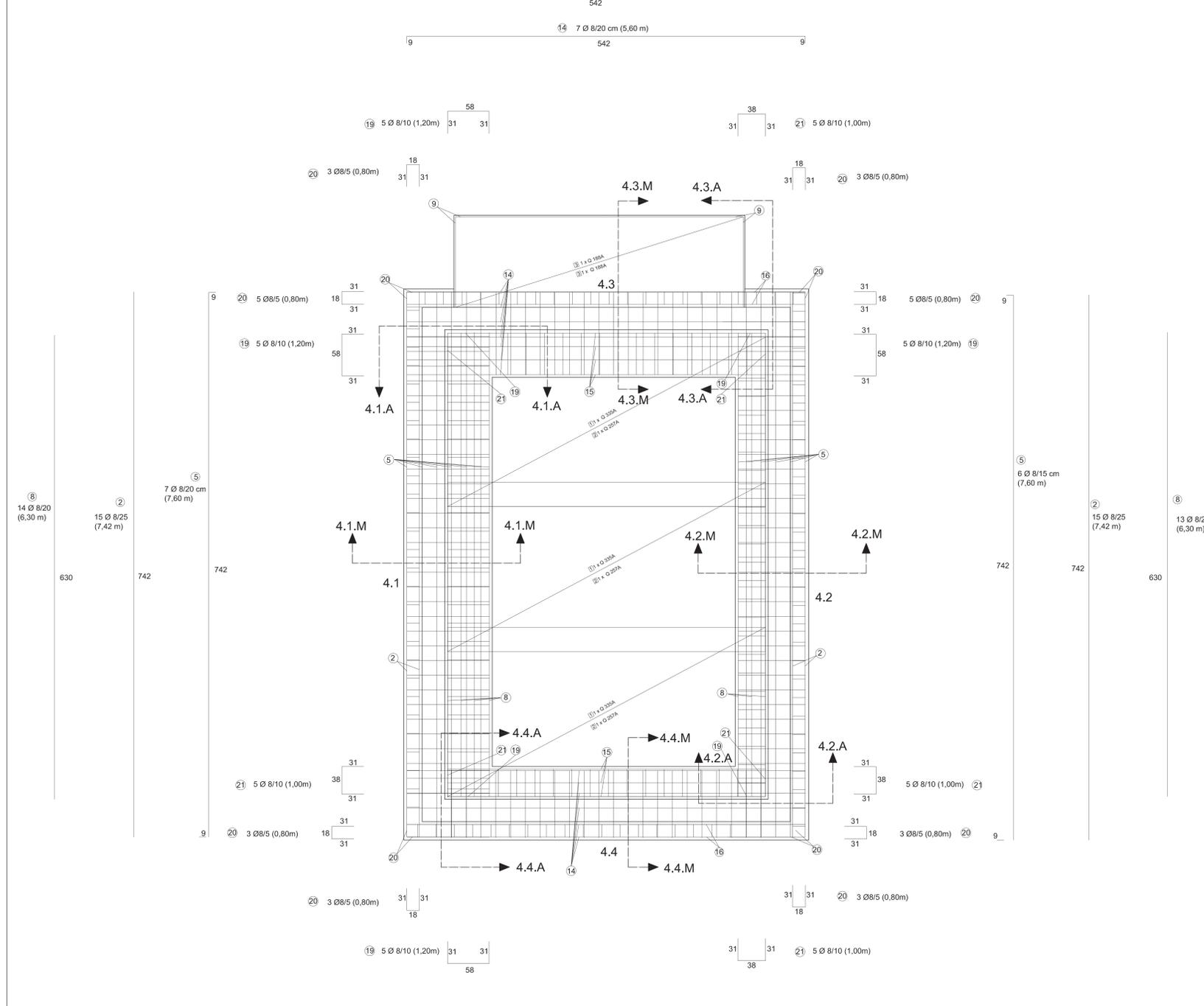
POSITION 4.4



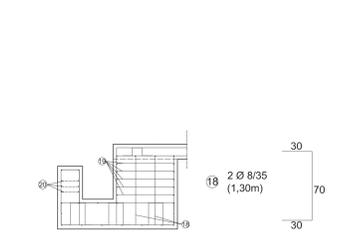
1:25

TITEL:	Small House II		
UNTERTITEL:	Schalungsplan		
POSITION:	4.1; 4.2; 4.3; 4.4; 5		
BETON:		STAHL:	
BETON-ÜBERDECKUNG:			
MATRIKEL:		NAME:	
DATUM:		MASSSTAB:	1:25 / 1:50
UNI:		TU KAISERSLAUTERN	NR:

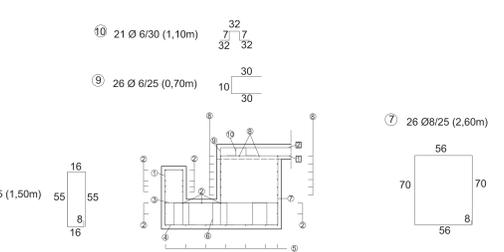
Grundriss



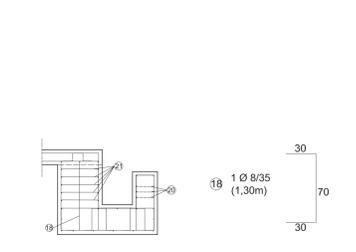
Schnitt 4.1.A



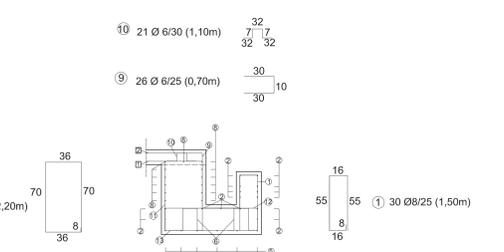
Schnitt 4.1.M



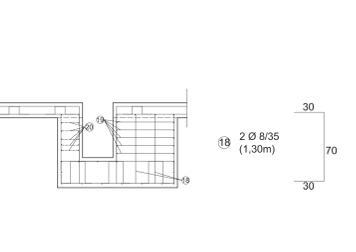
Schnitt 4.2.A



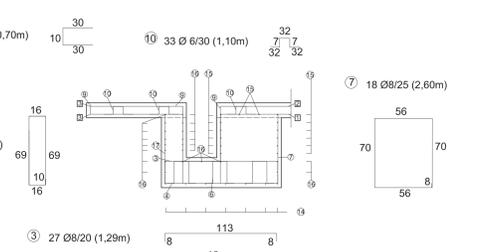
Schnitt 4.2.M



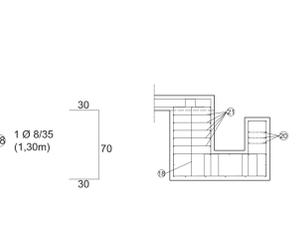
Schnitt 4.3.A



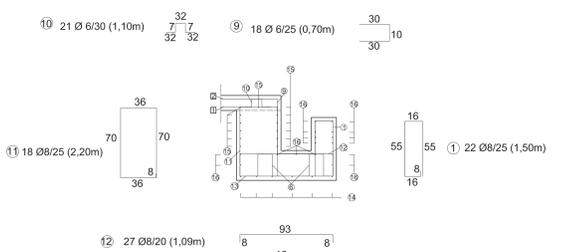
Schnitt 4.3.M



Schnitt 4.4.A



Schnitt 4.4.M



Biegen von Betonstählen nach DIN EN 12512, Tabelle 23 zu beachten und nach der bautechnischen Funktion der Biegung zu unterscheiden:

Mindestwerte der Betondeckung	Biegedurchmesser d_b [mm]	
	min d_b	max d_b
≥ 100 mm und $> 7d_s$	$\geq 10d_s$	$\leq 15d_s$
> 50 mm und $> 3d_s$	$\geq 15d_s$	$\leq 20d_s$
≤ 100 mm und $\leq 3d_s$	$\geq 20d_s$	$\leq 25d_s$

Biegearten nach A) zur Herstellung und Überprüfung ist der erforderliche Biegedurchmesser immer anzugeben und zwar an der Biegestelle im Bewehrungsplan und auf der Stabliste. Biegearten nach B) sind an der Biegestelle wieder im Bewehrungsplan nach der Stabliste an Biegedurchmesser anzugeben, so ist d_b in Abhängigkeit von d_s obiger Tabelle zu entnehmen.

TITEL: Small House II

UNTERTITEL: Bewehrungsplan

POSITION: 4.1; 4.2; 4.3; 4.4; 5

BETON: C25/ 30 XC2 **STAHL:** BST 500 S (B)

BETON-ÜBERDECKUNG: cnom = 35 mm

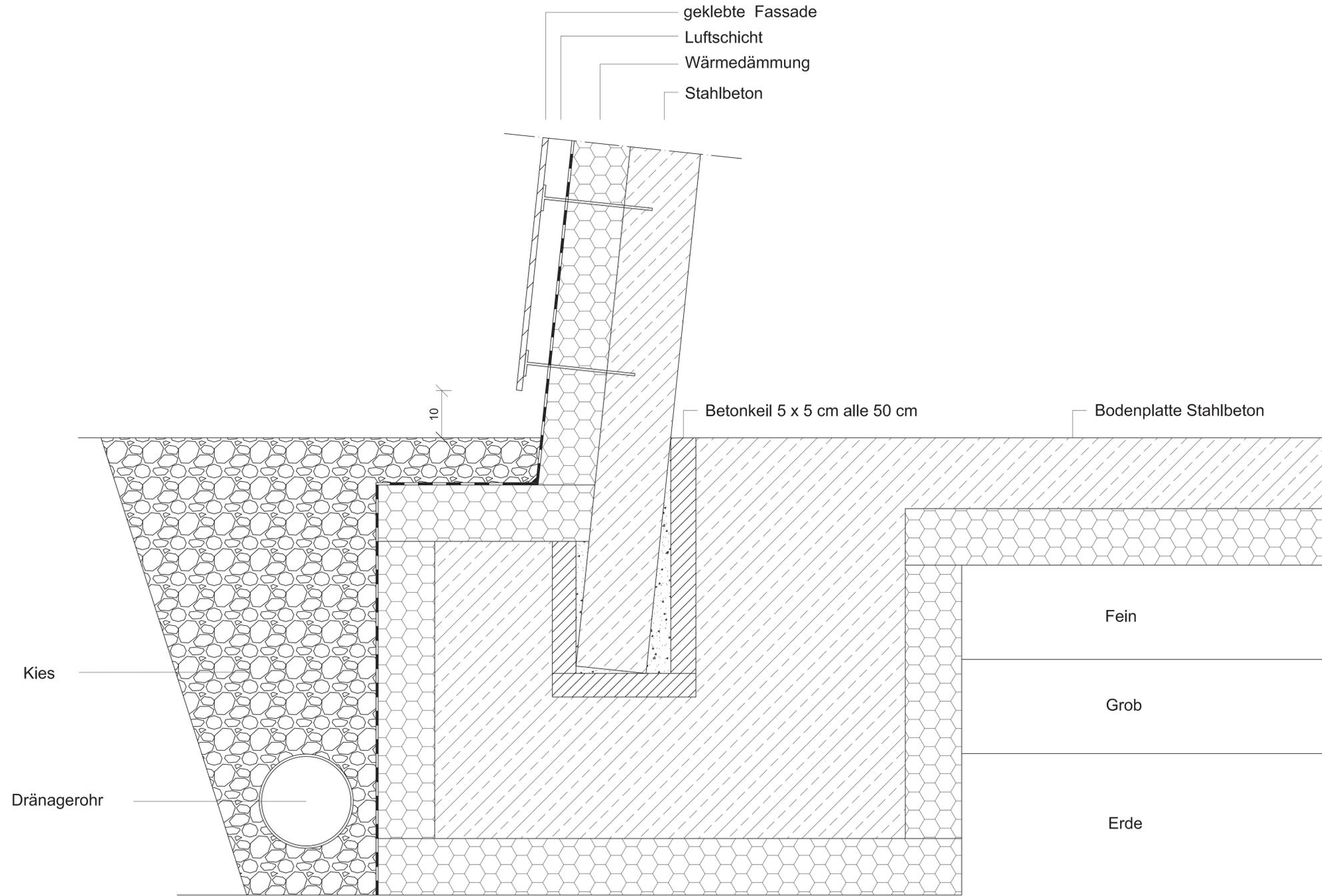
MATRIKEL: **NAME:**

DATUM: **MASSSTAB:** 1:25

UNI: TU KAISERSLAUTERN **NR:** 11

VON EINEM AUTODESK-SCHULUNGSPRODUKT ERSTELLT

VON EINEM AUTODESK-SCHULUNGSPRODUKT ERSTELLT



VON EINEM AUTODESK-SCHULUNGSPRODUKT ERSTELLT

VON EINEM AUTODESK-SCHULUNGSPRODUKT ERSTELLT

TITEL: Small House II		
UNTERTITEL: Detail Köcherfundament		
POSITION:		
MATRIKEL:	NAME:	
DATUM:	MASSSTAB: 1:10	
UNR: 	TU KAISERSLAUTERN	

Anlage 7
„Messewand“

Schalungs- und Bewehrungsarbeiten



Kleben der Fassadenplatten



Transport zur Deubau (Essen)







Transport zur Bautec (Berlin)



Aufbau auf dem Baufeld an der TU Kaiserslautern











Anlage 8

„Ökobilanz“

Endbericht zum Auftrag zur Berechnung der ökobilanziellen Kennwerte eines neuartigen Wandbauteils innerhalb des Forschungsvorhabens „Klebtechnik im Hochbau“

1 Allgemeines

Der Auftragnehmer Prof. Dr. Bruno Hauer, Grevenbroich, wurde durch die Technische Universität Kaiserslautern, vertreten durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, mit der Berechnung der ökobilanziellen Kennwerte eines neuartigen Wandbauteils entsprechend den Anforderungen des Bewertungssystems zum nachhaltigen Bauen des BMVBS und der DGNB im Rahmen des öffentlich geförderten Forschungsvorhabens „Klebtechnik im Hochbau“ beauftragt. Der vorliegende Bericht ist der Endbericht zu diesem Auftrag.

2 Übersicht

2.1 Kenngrößen der Bauteilprofile

Die Berechnung der ökobilanziellen Kenngrößen für die Wand sollen den Kenngrößen entsprechen wie sie durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) im Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude (BNB) (Fassung 2011-1) [1] festgelegt wurde und wie sie auch durch die Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen übernommen wurden. Diese Zusammenstellung von ökobilanziellen Kenngrößen besteht aus der Angabe des Primärenergieaufwandes (Primärenergie nicht erneuerbar sowie gesamter Primärenergieaufwand einschl. des Anteils an erneuerbarer Primärenergie) sowie der fünf anerkannten Wirkungspotenziale der Ökobilanz (Treibhauspotenzial / GWP, Ozonschichtabbauopotenzial / ODP, Versauerungspotenzial / AP, Überdüngungspotenzial / EP, Ozonbildungspotenzial / POCP). Die methodischen Festlegungen zur Ermittlung der Daten entsprechen denjenigen, die in der Vorbereitung der Datenbank Ökobau.dat [2] in Abstimmung mit dem BMVBS und der Industrie festgelegt wurden [3]. Diese Festlegungen entsprechen auch dem methodischen Vorgehen bei der Ermittlung der Umweltdeklarationen (EPDs) des Instituts Bauen und Umwelt e. V. (IBU) [4]. Auf die Datenbank Ökobau.dat wird in den folgend aufgeführten Berechnungen im Wesentlichen zurückgegriffen. Künftig ist, soweit erforderlich, eine Anpassung des methodischen Vorgehens in der Berechnung der Datensätze bzw. EPDs an die Anforderungen der neuen europäischen Normen zum nachhaltigen Bauen und hierbei insbesondere an die Norm DIN EN 15804 zu den Grundregeln für die Erstellung von Umweltdeklarationen für die Produktkategorie Bauprodukte [5] zu erwarten.

2.2 Festlegung des untersuchten Bauteils

Als wesentliches Bauteil des im Forschungsvorhaben „Klebtechnik im Hochbau“ neu entwickelten Gebäudes wurde die Außenwand als Untersuchungsgegenstand zur Bestimmung der ökobilanziellen Kennwerte ausgewählt. Kennzeichnend für dieses Wandbauteil ist der Aufbau aus einer Tragschale aus Stahlbeton mit daran fixierter Dämmung aus extrudiertem Polystyrol (XPS) und einer dünnen Vorsatzschale, die mittels Klebeanker an der Tragschale befestigt ist. Diese Anker bestehen aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GfK). Sie sind mit

einem Ende in die Tragschale einbetoniert und am anderen Ende zu einem GfK-Teller verbreitert und an der Vorsatzschale mit einem Zweikomponentenkleber befestigt. Für die Berechnung der ökobilanziellen Kenngrößen wurde von durchschnittlichen bzw. typischen Daten ausgegangen, wie sie in der Datenbank Ökobau.dat für Deutschland bereitgestellt werden. Ferner wurde von typischen Aufwendungen für den Transport (Transportmittel, Aufwand pro Tonne und Kilometer) ausgegangen; als Transportentfernungen wurden soweit bekannt die konkret im vorliegenden Fall vorliegenden Entfernungen gewählt oder plausible Annahmen in Anlehnung an Literaturwerte getroffen.

2.3 Bezugsgröße, Bezugsjahr und Systemgrenzen

Als Bezugsgröße dient 1 m² des untersuchten Wandbauteils. Als Bezugsjahr wurde das Jahr 2011 gewählt, als Bezugsraum Deutschland. Die Betrachtung umfasst die Herstellung des Bauteils. Das bedeutet, dass die Aufwendungen für die Herstellung der Baustoffe wie die des Betons, des Betonstahls oder des Dämmstoffs von der Entnahme aller benötigten Rohstoffe und Energieträger aus der Natur über die Herstellung der Baustoffe bis zum Einbau im Wandbauteil betrachtet werden. Die Nutzung des Bauteils sowie Rückbau und Recycling am Ende der Nutzung liegen außerhalb der Systemgrenzen.

3 Randbedingungen

3.1 Ausgangsmaterialien für die Bauteilherstellung

In Tabelle 1 sind, aufbauend auf den Angaben des Auftraggebers zur Zusammensetzung der Baustoffe und zur Dimensionierung der einzelnen Teile, die verwendeten Baustoffe für 1 m² des betrachteten Wandbauteils zusammengestellt.

Tabelle 1: Mengen der im betrachteten Wandbauteil eingesetzten Baustoffe

Teilbauteil	Baustoff	Einheit	Menge
Tragschale	Beton C30/37	m ³	0,15
	Bewehrungsstahl	kg	9
Dämmung	XPS-Dämmung	m ³	0,12
Verankerung	GfK-Stäbe	kg	0,8
	Zweikomponentenkleber	kg	0,04
Vorsatzschale	Glasfaserspritzbeton	kg	16,2

Die Rezeptur des Glasfaserspritzbetons ist in Tabelle 2 beschrieben.

Tabelle 2: Rezeptur des Glasfaserspritzbetons bezogen auf 1 m³ Spritzbeton

Betonausgangsstoff	Einheit	Menge
Zement CEM I 42,5	kg	400
Flugasche	kg	120
Silika-Pulver	kg	90
Sand 0,3/0,8	kg	250
Sand 01/0,45	kg	200

Fließmittel	kg	5
Celluloseether	kg	1,5
Glasfasern	kg	20
Wasser	kg	260

3.2 Aufwendungen zur Herstellung der Baustoffe

Die ökobilanziellen Kennwerte wurden im Wesentlichen aufgrund der Angaben der Datenbank Ökobau.dat [2] durchgeführt. Die in dieser Datenbank enthaltenen Datensätze wurden genutzt, um die Herstellung des Betons und der Bewehrung der Tragschale sowie des Sandes für die Herstellung der Vorsatzschale einzubeziehen. Da die Datenbank weder einen Datensatz zur Herstellung der GfK-Stäbe (70-80% Glasfasern, 20-30% Vinylesterharz) noch der für die Herstellung der Vorsatzschale verwendeten Glasfasern enthält, wurde der in der Datenbank enthaltene Datensatz für Glasvlies (82% Glasfasern, 18% UF-Harz) näherungsweise für die GfK-Stäbe sowie für die Glasfasern genutzt. Ferner wurde die Datenbank genutzt, um die Aufwendungen der Transporte und der Stromproduktion zu berücksichtigen.

Die Herstellung des XPS-Dämmstoffs wurde durch die Daten der EPD (Umwelt-Produktdeklaration) für XPS der Fachvereinigung Polystyrol-Extruderschäumstoff abgebildet [6]. Diese Daten wurden statt der aktuell noch in der Ökobau.dat aufgeführten Daten verwendet, da sie auf einer genaueren Datengrundlage beruhen und nach Auskunft des Betreibers der Ökobau.dat auch in der nächsten Aktualisierung in die Ökobau.dat übernommen werden.

Die Herstellung des Zweikomponentenklebers wurde aufbauend auf die Eco-profiles des europäischen Kunststoffverbandes PlasticsEurope für Epoxidharz und Polyamid [7] berücksichtigt, wobei durch den Polyamid-Datensatz der nicht existente Datensatz des Polyamins angenähert wurde.

Für die Herstellung des Zements CEM I 42,5 wurde der Datensatz für CEM I aus dem DAfStb-Forschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ genutzt [8]. Der konsistent dazu verwendete Datensatz für einen deutschen Durchschnittszement dient auch als Grundlage für den in der Ökobau.dat beschriebenen Datensatz für Beton.

Aufgrund der in [3] niedergelegten Vorgaben wurden für die Herstellung von Flugasche und Silika-Pulver keine Aufwendungen angesetzt, lediglich die Aufwendungen für den Transport wurden berücksichtigt. Der in der Ökobau.dat enthaltene Datensatz für die Flugasche ist hingegen in seinen Zahlenwerten als viel zu hoch anzusehen und wurde daher nicht verwendet.

Der Datensatz für Fließmittel wurde aus dem vom Europäischen Zusatzmittelverband EFCA herausgegebenen „Eco-Profile Superplasticisers“ [9] abgeleitet; die Ökobilanzdaten für die Herstellung von Celluloseether der EPD für MEHEC der Marke BERMOCELL entnommen [10]. Insbesondere der letztere Datensatz beruht auf älteren Daten (Bezugsjahr 2000); aufgrund der mangelnden Verfügbarkeit neuerer Daten wurden sie jedoch als Näherung hier genutzt.

3.3 Transportentfernungen und Transportmittel

Soweit nicht die Transporte schon in den vorgenannten Datensätzen berücksichtigt wurden, sind diese zu den Baustoffen wie auch zu der als Fertigteil gelieferten Tragschale gesondert berechnet worden. Als Transportmittel wurde dazu einheitlich ein LKW (Abgasnorm EURO 3)

mit max. 17,3 t Nutzlast und 85 % Auslastung angenommen. Die angenommenen Transportentfernungen sind in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Angenommene Transportentfernungen sowie der pro m² Wand transportierten Massen der Baustoffe und der Tragschale (inkl. Dämmung)

Transportgut	Transportentfernung in km	Transportierte Masse in kg
Tragschale inkl. Dämmung	95	358
Betonstahl zum Fertigteilwerk	200	9,0
Dämmung zum Fertigteilwerk	100	4,1
GfK-Stäbe zum Fertigteilwerk	43	0,8
Kleber	200	0,04
Zement CEM I 42,5	100	4,8
Sand	39	5,4
Flugasche	100	1,44
Silika-Pulver	1000	1,08
Fließmittel	100	0,06
Celluloseether	100	0,018
Glasfasern	200	0,24

Die Transportentfernung für die Tragschale entspricht der Entfernung von Karlsruhe, dem Standort des Fertigteilwerks, nach Kaiserslautern.

Ergänzend wurde der Transport des Betonstahls zum Fertigteilwerk mit 200 km entsprechend den Annahmen in [11] angenommen, der Transport der Dämmung zum Fertigteilwerk wurde abgeschätzt.

Die Transportentfernung für die GfK-Stäbe entspricht der Entfernung vom Herstellerunternehmen zum Fertigteilwerk nach Karlsruhe.

Die Transportentfernungen für Zement, Sand, Flugasche und Fließmittel wurden entsprechend den in [8] und [12] getroffenen Annahmen angesetzt.

Die Transportentfernungen für die Glasfaser, den Celluloseether, das Silika-Pulver und den Kleber beruhen auf einer eigenen Abschätzung. Der relativ hohe Transportentfernung für Silika-Pulver liegt die Annahme eines Transportes aus Skandinavien zugrunde, wobei der ökologisch als sehr günstig einzustufende Schiffstransport in der Betrachtung vernachlässigt wurde.

4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der ökobilanzielle Berechnung sind in Tabelle 4 dargestellt. Neben den ökobilanziellen Parameter für das gesamte Bauteil sind die Beiträge der einzelnen Teile sowie der Transporte aufgeführt. Neben der Primärenergie (nicht erneuerbar) und der Primärenergie (erneuerbar) ist auch ihre Summe, d.h. der Parameter Primärenergie (gesamt) und der Anteil der Primärenergie (erneuerbar) an Primärenergie (gesamt) ausgewiesen, wie es im Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude [1] vorgesehen ist. Tabelle 5 zeigt zusätzlich die relativen Beiträge der einzelnen Teile bzw. des Transports zum Gesamtergebnis.

Tabelle 4: Ergebnisse der ökobilanziellen Berechnung für das betrachtete Wandbauteil

Größe	Einheit	Gesamt	Tragschale	Dämmung	Verankerung	Vorsatzschale	Transporte
Primärenergie nicht ern. (PE _{ne})	MJ	8,12E+02	2,90E+02	4,13E+02	4,39E+01	3,00E+01	3,65E+01
Primärenergie erneuerbar (PE _e)	MJ	2,17E+01	1,38E+01	2,83E+00	2,18E+00	1,52E+00	1,45E+00
Primärenergie gesamt (PE _{ges})	MJ	8,34E+02	3,03E+02	4,15E+02	4,60E+01	3,15E+01	3,80E+01
Anteil Primärenergie ern. (PE _e)	%	2,6 %	4,5 %	0,7 %	4,7 %	4,8 %	3,8 %
Treibhauspotenzial (GWP)	kg CO ₂ -Äq.	7,45E+01	4,50E+01	1,86E+01	3,40E+00	5,07E+00	2,52E+00
Ozonschichtabbau-potenzial (ODP)	kg R11-Äq.	2,07E-06	1,06E-06	5,63E-07	1,93E-07	2,52E-07	1,28E-10
Versauerungspotenzial (AP)	kg SO ₂ -Äq.	1,91E-01	8,33E-02	5,88E-02	1,48E-02	1,07E-02	2,29E-02
Überdüngungspotenzial (EP)	kg PO ₄ -Äq.	2,31E-02	1,09E-02	4,80E-03	1,87E-03	1,37E-03	4,17E-03
Ozonbildungspotenzial (POCP)	kg C ₂ H ₄ -Äq.	6,93E-02	8,60E-03	6,12E-02	4,58E-03	2,15E-03	-7,22E-03

Tabelle 5: Ergebnisse der ökobilanziellen Berechnung: Anteile der einzelnen Komponenten und der Transporte am Gesamtergebnis für das betrachtete Wandbauteil

Größe	Gesamt	Tragschale	Dämmung	Verankerung	Vorsatzschale	Transporte
Primärenergie nicht erneuerbar (PE _{ne})	100,0%	35,6%	50,8%	5,4%	3,7%	4,5%
Primärenergie erneuerbar (PE _e)	100,0%	63,3%	13,0%	10,0%	7,0%	6,7%
Treibhauspotenzial (GWP)	100,0%	60,3%	24,9%	4,6%	6,8%	3,4%
Ozonschichtabbau-potenzial (ODP)	100,0%	51,2%	27,2%	9,3%	12,2%	0,0%
Versauerungspotenzial (AP)	100,0%	43,7%	30,9%	7,8%	5,6%	12,0%
Überdüngungspotenzial (EP)	100,0%	47,1%	20,8%	8,1%	5,9%	18,1%
Ozonbildungspotenzial (POCP)	100,0%	12,4%	88,3%	6,6%	3,1%	-10,4%

Die Ergebnisse zeigen, dass der Stahlbeton der Tragschale außer für die Indikatoren „Primärenergie (nicht erneuerbar)“ und „Ozonbildungspotenzial“ die höchsten Beiträge zur Ökobilanz liefert und im Mittel etwa 50 – 55 % zu den einzelnen ökobilanziellen Indikatoren beiträgt. Der Beitrag beim Indikator „Primärenergie, nicht erneuerbar“ ist mit rund 36 % und insbesondere beim Indikator Ozonbildungspotenzial mit rund 12 % geringer und wird dort durch den Beiträge der XPS-Dämmung übertroffen (siehe unten). Dabei liegt der Beitrag des Bewehrungsstahls in der Regel unter 10% des Gesamtergebnisses der Ökobilanz und damit unter 20% der ökobilanziellen Ergebnisse der Tragschale; lediglich für die Primärenergie (nicht erneuerbar) liegt der Wert bei rund 11 % und für Primärenergie (erneuerbar) sogar bei rund 47% des Gesamtergebnisses. Es ist davon auszugehen, dass der hohe Beitrag des Stroms in der Herstellung des Bewehrungsstahls, der in der Deutschland im Elektrostahlverfahren aus Schrott hergestellt wird, zu diesem Ergebnis führt.

An zweiter Stelle in der Bedeutung liegt i. Allg. der Beitrag der Dämmung. Allerdings liefert die Dämmung mit rund 51 % den höchsten Beitrag zur Primärenergie (nicht erneuerbar) und bestimmt vor allem mit rund 88 % das Ozonbildungspotenzial. Zum relativ hohen Primärenergiebeitrag trägt u.a. bei, dass die im Material gebundene Energie hier mitgerechnet wird. Zu den anderen Indikatoren trägt die XPS-Dämmung zwischen 20 % und 31 % bei, lediglich hinsichtlich der Primärenergie (erneuerbar) ist der Beitrag mit nur 13 % geringer.

Die Herstellung der Verankerung und der Vorsatzschale treten für den Indikator „Ozonschichtabbaupotenzial“ mit rund 9 % bzw. 12 % vergleichsweise deutlicher hervor. Dieser relativ hohe Beitrag zum Ozonschichtabbaupotenzial rührt für die Vorsatzschale im Wesentlichen aus der Celluloseetherherstellung, für die Verankerung aus der Produktion des Klebers. Ferner ist der Beitrag der Verankerung zum Indikator „Primärenergie (erneuerbar)“ mit 10 % noch relativ hoch, alle anderen Beiträge zu den Indikatoren der Ökobilanz liegen für Verankerung und Vorsatzschale jeweils im Bereich von 3 bis 8 %.

Bei dem Indikator POCP ist zu berücksichtigen, dass die Transporte einen negativen Beitrag leisten, weil in dem zugrundeliegenden Modell den NO_x-Emissionen der Transporte ein insgesamt günstiger, d.h. mindernder Einfluss auf die Ozonbildung zugesprochen wird. Hier wäre jedoch zu beobachten, inwieweit diese Annahme auch in der künftigen Entwicklung des Modells zur Ozonbildung (Sommersmog) weiterhin so gesehen wird. Die Transporte tragen andererseits relativ stark zum Überdüngungs- und zum Versauerungspotenzial bei.

In der Ergebnisermittlung vernachlässigt wurde die Beiträge des Betonmischens und des Betonpumpens sowie der Schalung. Für die Herstellung der Vorsatzschale wurde der Beitrag des Betonmischens und –pumpens für alle Indikatoren unter Nutzung der Datensätze für Strom und Betonpumpe aus [2] abgeschätzt. Es zeigt sich, dass er unter 1% im Vergleich zum Ergebnis für die Vorsatzschale und unter 0,1 % im Vergleich zum Gesamtergebnis liegt, lediglich für die Primärenergie ist er etwas höher. Daher kann dieser Beitrag in der Betrachtung vernachlässigt werden. Dies gilt nur bedingt im Falle der Schalung wie Vergleiche mit ökobilanziellen Daten für Schalungen [8,13] zeigen. Geht man von dem Datensatz nach [8] aus, würde die Schalung für die Vorsatzschale in der Größenordnung von etwa 1 % zum Gesamtergebnis beitragen, für den Indikator „Primärenergie (erneuerbar)“ aufgrund des Holzbelags allerdings mit fast 30 %. Doch kann der Beitrag zur Ökobilanz auch stark von dieser Abschätzung abweichen, wenn z.B. die in [8] angenommenen Einsatzzahlen der Schalung nicht mit den realen Einsatzzahlen übereinstimmen. Da zudem die Literaturangaben sehr streuen, erscheint eine fundierte Angabe hierzu für das Wandbauteil schwierig.

5 Sensitivitätsanalyse: alternative Verwendung anderer Datensätze

Für die ökobilanzielle Berechnung wurden so weit möglich die Daten der Datenbank Ökobau.dat [2] herangezogen. Für wichtige Komponenten stehen aber auch Datensätze aus anderen Quellen zur Verfügung. Diese können genutzt werden, um die Unsicherheit in den Berechnungen abzuschätzen und ein Indiz für die Belastbarkeit der Ergebnisse zu geben.

Da keine unabhängige Prüfung bei der Berechnung der Daten für den Beton vorlag, wurde dieser Datensatz in der Ökobau.dat mit einem Sicherheitsaufschlag von 10 % gegenüber der Originalquelle [12] belegt, obgleich die Berechnung dort sehr gut dokumentiert ist. Entsprechend ist davon auszugehen, dass der hier verwendete Datensatz die Kenngrößen etwas zu ungünstig ansetzt; bei Nutzung der Originaldaten wird das Gesamtergebnis für alle Indikatoren etwa 1 bis 5 % günstiger ausfallen. Die Annahme, dass die Indikatoren für die Betonherstellung eher etwas zu ungünstig abgeschätzt, wird dadurch gestützt, dass die zugrunde liegende Zementdaten inzwischen durch eine Umwelt-Produktdeklaration (EPD) für das Jahr 2010 aktualisiert wurden [14]. Die Daten dieser EPD, die auch einer unabhängigen Prüfung unterzogen wurde, liegen nahe an den Zementdaten für das Bezugsjahr 2006 bzw. sind noch günstiger.

Den Daten für Bewehrungsstahl aus der Ökobau.dat für das Bezugsjahr 2002 können die entsprechenden Daten aus [8] gegenüber gestellt werden, die für das Bezugsjahr 2007 erhoben wurden. Ein gravierender Unterschied besteht hinsichtlich des Indikators ODP, der im Datensatz aus [8] um mehr als eine Größenordnung höher ist als im Datensatz der Ökobau.dat. Die Verwendung dieses Datensatzes würde daher ein Anwachsen des Indikators ODP im Gesamtergebnis um etwa 36 % bewirken. Der Primärenergieaufwand (erneuerbar) ist hingegen nach [8] um 26 % geringer, wodurch dieser Indikator im Gesamtergebnis um rund 12% kleiner würde. Hinsichtlich der anderen Indikatoren zeigen sich nur relativ geringere Unterschiede zwischen beiden Quellen und die Indikatoren zeigen nach [8] bis auf das Treibhauspotenzial geringere Werte. Der Einfluss auf das Gesamtergebnis liegt für diese Indikatoren im Bereich von 1 %.

Im Falle der Dämmstoffe wurde wie bereits erwähnt nicht der aktuell in der Ökobau.dat noch angegebene Datensatz verwendet, sondern derjenige einer aktuelleren EPD für XPS [6]. Hier zeigen sich deutliche Unterschiede in den Daten, die für alle Indikatoren mit Ausnahme der Kenngröße für die Primärenergie (erneuerbar) in der EPD größer sind. Die Unterschiede betragen pro kg XPS-Dämmstoff zwischen +183 % (Primärenergie, erneuerbar) und -89 % (ODP) und würden bei Verwendung der XPS-Daten der Ökobau.dat zu größeren Änderungen im Gesamtergebnis führen mit - als Extrembeispiel - einer Verminderung von rund 72 % im Falle des Indikators POCP. Hier zeigt sich die Bedeutung einer genauen Aufbereitung solcher Grunddaten, idealerweise unter Beteiligung der Industrie, um eine ausreichende Sicherheit in ihrer Verwendung für weiterführende Berechnungen zu erhalten.

Zusammenfassend kann man sagen, dass die Unsicherheiten in Gesamtergebnis aufgrund der hier betrachteten Datenvariationen für Beton und Betonstahl in einem Bereich bis 5 % liegen, lediglich für die Primärenergie (erneuerbar) ist die Variation mit rund 12 % höher und hinsichtlich des Indikators ODP mit rund 36 % sehr hoch, so dass diese Unsicherheit den ODP-Wert als nur bedingt belastbar erscheinen lässt. Die neu entwickelten Ökobilanzdaten für den Dämmstoff XPS lassen hoffen, dass hier die Unsicherheiten hinsichtlich eines wichtigen Datensatzes deutlich kleiner geworden sind.

6 Quellenverzeichnis

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen für Bundesgebäude (BNB) 2011-1.
<http://www.nachhaltigesbauen.de/bewertungssystem-nachhaltiges-bauen-fuer-bundesgebaeude-bnb.html>
- [2] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Baustoffdatenbank Ökobau.dat (Stand: 21.03.2012). www.nachhaltigesbauen.de/baustoff-und-gebäuedaten/oekobaudat.html
- [3] PE International (Hrsg.): Methodische Grundlagen. Ökobilanzbasierte Umweltindikatoren im Bauwesen. Version 2 (Stand: 09.12.2011). <http://www.nachhaltigesbauen.de/baustoff-und-gebäuedaten/oekobaudat.html>
- [4] Institut Bauen und Umwelt / IBU (Hrsg.): Umweltdeklarationen. www.bau-umwelt.de
- [5] DIN EN 15804 Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte; Deutsche Fassung EN 15804:2012
- [6] Fachvereinigung Polystyrol-Extruderschaumstoff (FPS) (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für XPS – Extrudierter Polystyrolschaum. Rossdorf, 2010
- [7] PlasticsEurope (Hrsg.): Eco-profiles (Stand: Mai 2012).
<http://www.plasticseurope.org/plastics-sustainability/eco-profiles.aspx>
- [8] Hauer, B.; Pierkes, R.; Schäfer, S.; Seidel, M.; Herbst, T.; Rübner, K.; Meng, B.: Potenziale des Sekundärstoffeinsatzes im Betonbau – Teilprojekt B; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (Hrsg.), Schriftenreihe des DAfStb, Heft 584. Berlin, 2011
- [9] European Federation of Concrete Admixture Associations (EFCA) (Hrsg.): Eco-Profile Superplasticisers. April 2006. www.efca.info (download: 22.6.2012)
- [10] Akzo Nobel (Hrsg.): Certified Environmental Product Declaration (EPD) MEHEC. (Bezugsjahr 2000). www.environdec.com (download: 22.6.2012)
- [11] Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e. V (Hrsg.): Ökobilanzielle Profile für Bauteile aus Transportbeton. Duisburg, 2010
- [12] Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e. V (Hrsg.): Ökobilanzielle Baustoffprofile für Transportbeton. Duisburg, 2007
- [13] Eyerer, P.; Reinhardt, H.-W.: Ökologische Bilanzierung von Baustoffen und Gebäuden, Wege zu einer ganzheitlichen Betrachtung. Basel: Birkhäuser, 2000
- [14] Verein Deutscher Zementwerke (VDZ) (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für Zement. Düsseldorf, 2012

Grevenbroich, den 18. September 2012

Anlage: Ergebnistabellen zu den Variationen der Daten für Beton und für Betonstahl

Tabelle A1: Ergebnisse der ökobilanziellen Berechnung für das betrachtete Wandbauteil unter Berücksichtigung der Betondaten nach [12]. Änderungen ergeben sich gegenüber Tabelle 4 in den Spalten zum Gesamtergebnis und zum Ergebnis für die Tragschale.

Größe	Einheit	Gesamt	Tragschale	Dämmung	Verankerung	Vorsatzschale	Transporte
Primärenergie nicht ern. (PE_{ne})	MJ	7,94E+02	2,71E+02	4,13E+02	4,39E+01	3,00E+01	3,65E+01
Primärenergie erneuerbar (PE_e)	MJ	2,15E+01	1,38E+01	2,83E+00	2,18E+00	1,52E+00	1,45E+00
<i>Primärenergie gesamt (PE_{ges})</i>	<i>MJ</i>	<i>8,15E+02</i>	<i>2,85E+02</i>	<i>4,15E+02</i>	<i>4,60E+01</i>	<i>3,15E+01</i>	<i>3,80E+01</i>
<i>Anteil Primärenergie ern. (PE_e)</i>	%	2,6 %	4,8 %	0,7 %	4,7 %	4,8 %	3,8 %
Treibhauspotenzial (GWP)	kg CO ₂ -Äq.	7,08E+01	4,12E+01	1,86E+01	3,40E+00	5,07E+00	2,52E+00
Ozonschichtabbau-potenzial (ODP)	kg R11-Äq.	1,97E-06	9,62E-07	5,63E-07	1,93E-07	2,52E-07	1,28E-10
Versauerungspotenzial (AP)	kg SO ₂ -Äq.	1,84E-01	7,68E-02	5,88E-02	1,48E-02	1,07E-02	2,29E-02
Überdüngungspotenzial (EP)	kg PO ₄ -Äq.	2,21E-02	9,93E-03	4,80E-03	1,87E-03	1,37E-03	4,17E-03
Ozonbildungspotenzial (POCP)	kg C ₂ H ₄ -Äq.	6,87E-02	7,95E-03	6,12E-02	4,58E-03	2,15E-03	-7,22E-03

Tabelle A2: Ergebnisse der ökobilanziellen Berechnung für das betrachtete Wandbauteil unter Berücksichtigung der Betonstahldaten nach [8]. Änderungen ergeben sich gegenüber Tabelle 4 in den Spalten zum Gesamtergebnis und zum Ergebnis für die Tragschale.

Größe	Einheit	Gesamt	Tragschale	Dämmung	Verankerung	Vorsatzschale	Transporte
Primärenergie nicht ern. (PE_{ne})	MJ	8,07E+02	2,84E+02	4,13E+02	4,39E+01	3,00E+01	3,65E+01
Primärenergie erneuerbar (PE_e)	MJ	1,91E+01	1,11E+01	2,83E+00	2,18E+00	1,52E+00	1,45E+00
<i>Primärenergie gesamt (PE_{ges})</i>	<i>MJ</i>	<i>8,26E+02</i>	<i>2,95E+02</i>	<i>4,15E+02</i>	<i>4,60E+01</i>	<i>3,15E+01</i>	<i>3,80E+01</i>
<i>Anteil Primärenergie ern. (PE_e)</i>	%	2,3 %	3,8 %	0,7 %	4,7 %	4,8 %	3,8 %
Treibhauspotenzial (GWP)	kg CO ₂ -Äq.	7,49E+01	4,54E+01	1,86E+01	3,40E+00	5,07E+00	2,52E+00
Ozonschichtabbau-potenzial (ODP)	kg R11-Äq.	2,81E-06	1,80E-06	5,63E-07	1,93E-07	2,52E-07	1,28E-10
Versauerungspotenzial (AP)	kg SO ₂ -Äq.	1,88E-01	8,10E-02	5,88E-02	1,48E-02	1,07E-02	2,29E-02
Überdüngungspotenzial (EP)	kg PO ₄ -Äq.	2,30E-02	1,08E-02	4,80E-03	1,87E-03	1,37E-03	4,17E-03
Ozonbildungspotenzial (POCP)	kg C ₂ H ₄ -Äq.	6,92E-02	8,51E-03	6,12E-02	4,58E-03	2,15E-03	-7,22E-03