

F 2981

Matthias Pahn, Jürgen Schnell, Horst Stopp
Martin Kiesche, Wolfgang Schmidt, Torsten Toepel

Thermisch aktivierte Sandwichschwimmkörper für das Bauen auf dem Wasser

F 2981

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

2016

ISBN 978-3-8167-9731-9

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



Fachbereich Bauingenieurwesen
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion
Baukonstruktion und Fertigteilbau

Paul-Ehrlich-Straße
Gebäude 14, Raum 570
67663 Kaiserslautern

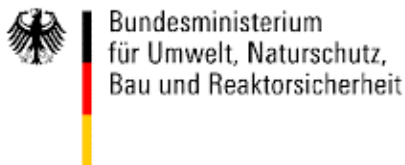
Telefon: 0631 205-3083
Telefax: 0631 205-3555
matthias.pahn@bauing.uni-kl.de
www.bauing.uni-kl.de

Endbericht zum Forschungsvorhaben:

Thermisch aktivierte Sandwichschwimmkörper für das Bauen
auf dem Wasser

(SWD – 10.08.18.7 – 13.18/ II 3-F20-11-1-067)

Gefördert durch:



Projektleitung: Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Projektbeteiligte: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Prof. Dr.-Ing. habil. Horst Stopp
M.Sc. Martin Kiesche
Dr.-Ing. Wolfgang Schmidt
Dipl.-Ing. (FH) Torsten Toepel

Kaiserslautern, Dezember 2015

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	5
2	AUSGANGSSITUATION UND ZIELSTELLUNG DES FORSCHUNGSPROJEKTS	6
3	STAND DER TECHNIK	8
3.1	SCHWIMMENDE PONTONS	8
3.1.1	<i>Aufgeschäumte Schwerbetonglocke</i>	8
3.1.2	<i>Geschlossener Hohlkörper aus Stahl</i>	9
3.2	FAZIT	9
4	EINWIRKUNGEN UND SICHERHEITSKONZEPT	10
4.1	ALLGEMEIN	10
4.2	DAFSTB-RICHTLINIE WASSERUNDURCHLÄSSIGE BAUWERKE	10
4.3	ZTV-W FÜR WASSERBAUWERKE AUS BETON UND STAHLBETON 215	11
4.4	DVWK 246	12
4.5	WASSERBAUSPEZIFISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN 19702	14
4.5.1	<i>Ständige Einwirkungen</i>	14
4.5.2	<i>Veränderliche Einwirkungen</i>	14
4.5.3	<i>Außergewöhnliche Einwirkungen</i>	17
4.6	BEMESSUNGSSITUATION	18
4.7	FAZIT	18
5	ENTWURF DES SCHWIMMKÖRPERS	19
5.1	ALLGEMEIN	19
5.2	VORSATZSCHALE	19
5.2.1	<i>Bewehrungsmaterial</i>	19
5.2.2	<i>Betonrezeptur</i>	20
5.3	KERNDÄMMSCHICHT	21
5.4	VERBINDUNG DER VORSATZ- UND TRAGSCHALE	21
5.5	SCHWIMMFÄHIGKEIT DES SCHWIMMENDEN UNTERGESCHOSSES	21
5.6	MODULARE BAUWEISE	25
5.7	BAU EINES FUGENFREIEN KLEINDEMONSTRATORS	25
5.8	FERTIGTEILBAUWEISE	28
5.9	FAZIT	29

6	UNTERSUCHUNGEN ZUR WASSEREINDRINGTIEFE IN BETON UND WASSERAUFNAHME VON DÄMMMATERIALIEN	30
6.1	ALLGEMEIN	30
6.2	ZIELSTELLUNG	30
6.3	VERSUCHSBESCHREIBUNG	31
6.4	VERSUCHSUMFANG	32
6.5	AUSWERTUNG	34
6.5.1	<i>Wassereindringtiefe</i>	34
6.5.2	<i>Selbstabdichtung</i>	37
6.6	FAZIT	41
7	LASTANNAHMEN	42
7.1	ALLGEMEIN	42
7.2	LASTANNAHMEN UND EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	42
7.2.1	<i>Ständige charakteristische Einwirkungen (GE)</i>	44
7.2.2	<i>Veränderliche charakteristische Einwirkungen (Qk)</i>	45
7.2.3	<i>Außergewöhnliche charakteristische Einwirkungen (AK)</i>	59
7.3	FAZIT	59
8	UNTERSUCHUNGEN ZUR THERMISCH AKTIVIERTEN VORSATZSCHALE	60
8.1	FUNKTIONSWEISE DES WÄRMETAUSCHERS	60
8.2	ZIELSTELLUNG	60
8.3	PARAMETERSTUDIE	60
8.4	MESSKONZEPT	67
8.5	VERSUCHSKÖRPER	68
8.5.1	<i>Auslegung und Entwurf</i>	68
8.5.2	<i>Aufbau des Versuchskörpers</i>	70
8.6	VERSUCHSVORBEREITUNG	72
8.6.1	<i>Versuchskörper</i>	72
8.6.2	<i>Hydraulisches System</i>	73
8.7	VERSUCHSPROGRAMM UND VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	74
8.8	VERSUCHSAUSWERTUNG	75
8.8.1	<i>Seewassertemperatur</i>	75
8.8.2	<i>Ein- und Austrittstemperaturen</i>	75
8.8.3	<i>Volumenstrom</i>	77
8.9	SIMULATION DES WÄRMETAUSCHERS	78

8.9.1	Allgemein	Fehler! Textmarke nicht definiert.
8.9.2	Randbedingungen	78
8.9.3	Simulationsmodell	80
8.9.4	Vergleich zwischen den Simulations- und Versuchsergebnissen	81
8.10	FAZIT	82
9	SCHWIMMENDER GROßDEMONSTRATOR	83
9.1	ZIELSTELLUNG	83
9.2	ENTWURFSGRUNDLAGEN	83
9.3	VORDIMENSIONIERUNG	84
9.3.1	Fügetechnik und Abdichtungskonzept	84
9.3.2	Auftrieb und Schwimmstabilität	87
9.3.3	Untersuchung zur Wassereindringtiefe eines elastischen Fugenmaterials	88
9.4	HERSTELLUNG DES GROßDEMONSTRATORS	90
9.4.1	Ausführungspläne	90
9.4.2	Betonfertigteile	92
9.4.3	Tragwerksmontage	97
9.5	DAUERMESSUNG IM GEWÄSSER	100
9.5.1	Messkonzept	100
9.5.2	Autarkie der Messtechnik	101
9.5.3	Aufbau der Messtechnik	102
9.6	STAPELLAUF	102
10	ZUSAMMENFASSUNG	105
11	QUELLENVERZEICHNIS	109
12	ANHANG I BILDDOKUMENTATION	113
12.1	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUR WASSEREINDRINGTIEFE UND SELBSTABDICHTUNG	113
12.1.1	Versuchsreihe 1	113
12.1.2	Versuchsreihe 2	114
12.1.3	Versuchsreihe 3	115
12.1.4	Versuchsreihe 4	116
12.1.5	Versuchsreihe 5	117
12.1.6	Versuchsreihe 6	118

1 Einleitung

Schwimmende Architektur wird zunehmend interessant und volkswirtschaftlich bedeutsam. Der Klimawandel im Zusammenhang mit dem Anstieg des Meeresspiegels, die weiter zunehmende Weltbevölkerung sowie die in den Industrienationen und Schwellenländern wachsenden Ansprüche der Menschen auch in Bezug auf Wohnkultur einschließlich der beanspruchten Quartierflächen machen die Nutzung der Wasserräume unserer Erde als Siedlungsflächen interessant [1].

Der folgende Bericht beschreibt die Arbeiten und Ergebnisse zum Forschungsprojekt "Thermisch aktivierte Sandwichschwimmkörper für das Bauen auf dem Wasser" für den Zeitraum von Juli 2013 bis November 2015.

2 Ausgangssituation und Zielstellung des Forschungsprojekts

Erste Erfahrungen mit schwimmenden Häusern liegen in Deutschland vor [1]. Beispielsweise werden auf der Lausitzer Seenplatte schwimmende Wohnhäuser [2] für Tourismuszwecke gebaut, wohingegen in Hamburg aus Mangel an Wohnraum auf Kanäle ausgewichen wird [3]. Die unterschiedlichen Ziele in beiden Regionen zeigen die vielseitige Einsetzbarkeit von schwimmenden Häusern. Es setzt sich in Deutschland die Erkenntnis durch, dass mit dem Wasserwohnen in naher Zukunft ein neuer Markt für deutsche Unternehmen erschlossen werden kann.

Da sich schwimmende Bauten im rechtlichen Sinne in Deutschland noch in einer Grauzone befinden, ist es die Aufgabe von Bauingenieuren, technisch für Klarheit zu sorgen und Weiterentwicklungen voran zu treiben. Im Genehmigungsleitfaden für Hausboote und schwimmende Häuser [4] werden zwei durch ihre Bauweise unterschiedlichen Typen definiert. Ein Hausboot ist ein schiffsähnliches und den Rumpf in die Nutzung einbeziehendes schwimmendes bewohnbares Bauwerk. Ein schwimmendes Haus bezeichnet einen Wohnraum, der von einem Ponton getragen wird. In beiden Fällen wird eine Baugenehmigung nach dem Wasserrecht erteilt. In der Lausitz sind sich die Entscheidungsträger eher unsicher, nach welchem Recht vorzugehen ist. So werden Anträge bezüglich schwimmender Wohnbauten im Land Sachsen nach dem Wasserrecht, im Land Brandenburg nach dem Baurecht entschieden. Bei Gewässern mit unterschiedlich angrenzenden Bundesländern werden dadurch langatmige Genehmigungsverfahren gefördert [1].

In einem ersten Arbeitsschritt werden geltende Normen und Richtlinien für Wasserbauwerke recherchiert und die Anwendbarkeit der allgemeinen für den Hochbau geltenden Vorschriften überprüft.

Um die Schwimmfähigkeit eines Schwimmkörpers zu gewährleisten, muss nach dem Archimedischen Prinzip die Auftriebskraft größer der Eigenlast des schwimmenden Bauwerks sein. Am Beispiel einer aufgeschäumten Schwerbetonglocke werden Gewichtseinsparungen durch einen innenliegenden Styroporkern erreicht. In diesem Fall kann der Rauminhalt im Schwimmkörper nicht genutzt werden. Jedoch sollte der Innenraum des Schwimmkörpers als Technik- oder Stauraum nutzbar gemacht werden. Ein nutzbarer Innenraum ist nur mit einem umliegenden wasserundurchlässigen Querschnitt möglich.

Vorgesehen ist dafür ein 3-Schichtiger Sandwichquerschnitt bestehend aus Vorsatzschale, Kerndämmung und Tragschale.

Der Vorsatzschale werden folgende Funktionen zugewiesen:

- Dichtheitsebene gegen drückendes Wasser,
- Witterungsschicht,
- Wärmetauscher.

Aufgrund der hohen Packungsdichte und dem geringen Anteil an Kapillarporen ist vorgesehen die Vorsatzschale aus (U)HPC herzustellen.

Die Kernschicht besteht aus einem Dämmmaterial. Vorzugsweise ist ein Dämmmaterial mit geringer Wasseraufnahme und hoher Druckfestigkeit zu wählen. Ebenso werden bauphysikalische Anforderungen nach Energieeinsparverordnung 2014 [5] durch Anpassung der Dämmstoffdicke eingehalten.

Die Tragschale gewährleistet die Standsicherheit des Tragwerks.

Die Verbindung der Betonschalen ist mit GFK – Verbindungsmittel vorgesehen.

Risse in der Vorsatzschale entstehen aus dauerhaften Eigen- und Zwangsspannungen infolge unterschiedlicher Temperaturbeanspruchung, abfließender Hydratationswärme, Schwinden und den statischen Auswirkungen aus der Verbundtragwirkung. Um die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten sind Risse weitgehend zu vermeiden oder müssen den Vorgaben der WU – Richtlinie [6] entsprechen.

Das umgebende Wasser ist als unerschöpfliches Energiereservoir zu betrachten. Dabei wird ein Wärmetauscher untersucht, der mittels integrierter thermischer Aktivierung in der Vorsatzschale für eine Interaktion mit dem Wärmespeichervermögen des umgebenden Wassers sorgt. Ziel ist es, mit diesem System im Sommer den Innenraum des schwimmenden Gebäudes zu kühlen und im Winter für Eisfreiheit um den Schwimmkörper zu sorgen. Dieser Abschnitt wird gemeinsam mit der BTU Cottbus – Senftenberg bearbeitet.

3 Stand der Technik

3.1 Schwimmende Pontons

Oben offene Schwimmkörper aus WU-Beton mit nutzbarem Untergeschoss kommen in den Niederlanden bereits zur Anwendung. Schwimmende Untergeschosse als Nutzraum dienen nicht nur dazu, die Schwimmfähigkeit des Gebäudes zu gewährleisten, sondern können zur Beobachtung der Unterwasserwelt durch transparente Flächen, zur Unterbringung der Versorgungstechnik und als Stau- und Wohnraum dienen. Bei der Verwendung als Wohnraum erfordert es einen mehrschichtigen, wärmegeprägten Wand- und Fußbodenaufbau, um die energetischen Forderungen der EnEV 2014 [5] einhalten zu können. Um den Stand der Technik aufzuzeigen, werden folgend verschiedene Pontonsysteme beschrieben.

3.1.1 Aufgeschäumte Schwerbetonglocke

Auf dem Gräbendorfer See, einem See des Lausitzer Seenlands, schwimmt ein zweigeschossiges Gebäude mit einer Grundfläche von 123 m². Der Ponton der ersten Tauchschule an einem Tagebausee in Deutschland (vgl. Abbildung 1) besteht aus einem mit Stahlbeton ummantelten Polystyrol-Schaumstoff. Die Aufbauten sind in Holzrahmenbauweise umgesetzt [1].

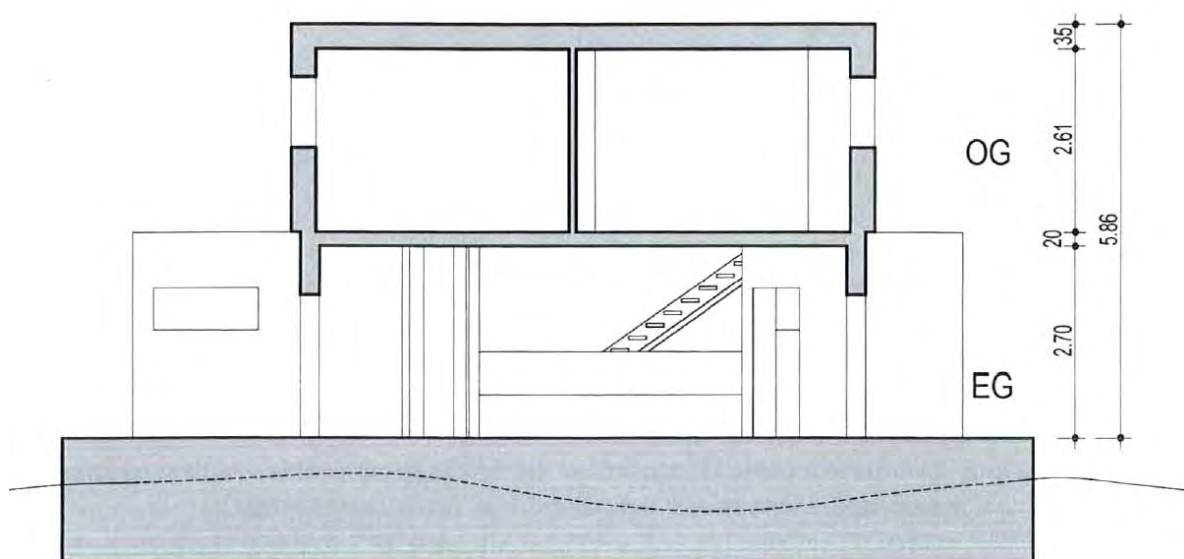


Abbildung 1: Tauchschule Laasow, Seitenansicht, Schnitt A-A [1]

3.1.2 Geschlossener Hohlkörper aus Stahl

Die Langlebigkeit eines Schwimmkörpers aus Stahl ist abhängig von der Ausführung seiner Beschichtung. Diese muss in einem Wartungszyklus von ca. 10 Jahren geprüft werden und verursacht im Vergleich zum Stahlbetonponton höhere Wartungskosten. Bei der Zerstörung der Korrosionsschutzschicht ist die Schwimmsicherheit nicht mehr gegeben.

Auf dem Geierswalder See im Lausitzer Seenland schwimmt seit Juli 2009 ein zweigeschossiges Gebäude in Stahlskelettbauweise. Der Schwimmkörper besteht aus 3 Stahlpontons die durch einen Schwimmdeckrahmen miteinander verbunden sind. Die einzelnen Schwimmsegmente werden durch Stahlplatten ausgesteift. Durch kleine Öffnungen ist der Ponton für Wartungsarbeiten begehbar. Verankert wird die „Ar-che“ (vgl. Abbildung 2) über 2 Stahldalben die über rollengeführte Dalbenrahmen mit dem Schwimmkörper verbunden werden. Die Eintauchtiefe schwankt zwischen 70 und 117 cm. Das Gesamtgewicht des schwimmenden Bauwerks beträgt 54,2 Tonnen, wobei der Ponton 19,6 Tonnen und das Wohnhaus 34,6 Tonnen wiegen [2].



Abbildung 2: Modulhaus Ar-che aqua [2]

3.2 Fazit

Die beschriebenen Beispiele zeigen schwimmende Wohnbauten, bei denen der Ponton einzig der Sicherung des Auftriebs dient und kein nutzbares Untergeschoss enthält. Für ein teilweise unter dem Wasserspiegel liegendes nutzbares Untergeschoss ist ein Sicherheitskonzept zu erarbeiten, welches die Dichtheit gewährleistet und den statischen Beanspruchungen standhält.

4 Einwirkungen und Sicherheitskonzept

4.1 Allgemein

Im nachfolgenden werden Normen und Richtlinien vorgestellt, die zum allgemeinen Verständnis beitragen und auf Besonderheiten beim Planen eines im inneren nutzbaren schwimmenden Untergeschosses eingehen. Weiterhin wird Auskunft über maßgebende Bemessungszustände gegeben.

4.2 DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke

Die WU-Richtlinie [6] geht von drei Transportmechanismen aus, die einen Wassertransport im Beton ermöglichen:

In Abbildung 3 wird das Arbeitsmodell des Feuchtetransports schematisch vorgestellt.

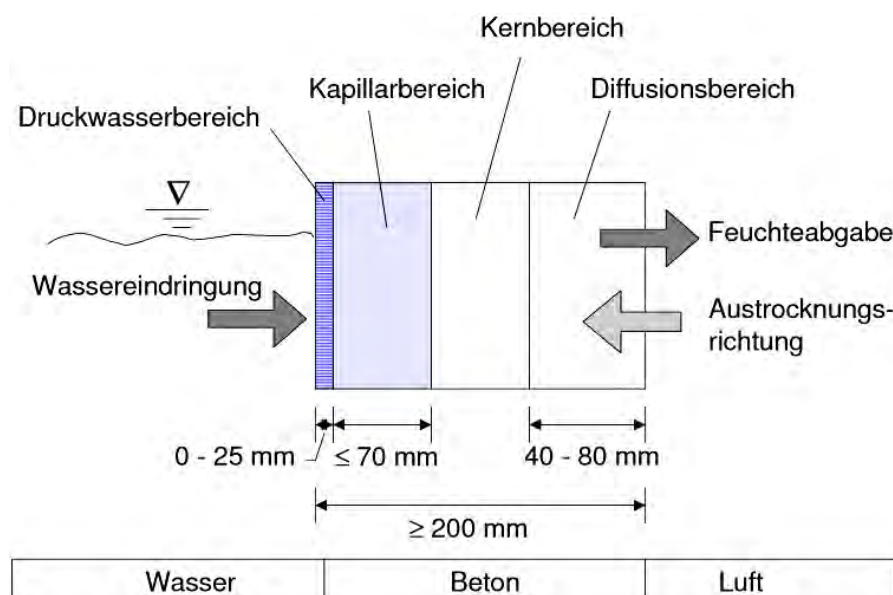


Abbildung 3: Arbeitsmodell Feuchtetransport [7]

Die WU-Richtlinie [6] unterteilt jedes Betonbauteil in vier Bereiche. Der mit dem Wasser direkt im Kontakt stehende Bereich (etwa 2,5 cm) wird als Druckwasserbereich bezeichnet. In diesen Bereich dringt das Wasser durch den hydraulischen Druck ein (Permeation). Die Wassereindringtiefe ist abhängig vom w/z -Wert und der Druckwasserhöhe. Der zweite Abschnitt (etwa 7 cm) wird als Kapillarbereich bezeichnet, da der dort vorherrschende Transportmechanismus das kapillare Saugen ist. Je ausgeprägter die Kapillarporen sind desto weiter dringt das Wasser vor. Der Kernbereich trennt die oben genannten Bereiche von dem an der Luftseite des Betonbauteils gelegenen Diffusionsbereich (4-8 cm), in dem Wasser in Form von Wasserdampf transportiert wird. Wenn ein Kernbereich vorhanden ist, dann ist das Bauteil wasserundurchlässig, da kein Wassertransport durch das Betonbauteil hindurch stattfinden kann.

Weitere Grundlagen der Planung nach [6] ist die Einteilung der Beanspruchungsklasse und die Festlegung der Nutzungsklasse des Bauwerks. Die Einteilung in Beanspruchungsklassen erfolgt nach den anstehenden hydrologischen Umgebungsbedingungen. Ein schwimmendes Bauwerk ist ständig drückendem Wasser ausgesetzt und wird somit der Beanspruchungsklasse 1 zugeordnet. Die Nutzungsklasse ist abhängig von der Funktion und den Nutzungsanforderungen an das Bauwerk [6]. Das schwimmende Fundament ist der Nutzungsklasse A zuzuordnen. Aus dieser Einteilung ergeben sich Mindestanforderung an die Wand- und Bodenplattenstärke nach Ausführungsart (Tabelle 1). Hinzu kommen die maximal zulässige Trennrissbreite und das Druckgefälle.

Tabelle 1:Empfohlene Mindestbauteildicken in mm und maximale Trennrissbreiten bei zulässigem Druckgefälle [8]

	Beanspruchungs- klasse	d _{min} [mm] bei Ausführungsart			Zulässige Trennrissbreiten, wenn der Wasserdurchtritt durch Selbstheilung begrenzt werden soll Voraussetzung: Risse mit geringer zeitlicher Änderung $\Delta w \leq 0,1w$	
		Ortbeton	Element- wände	Fertig- teile	zulässiger Rechenwert der Trennrissbreite ¹⁾ w _k [mm]	zulässiges Druckgefälle $i = (h_{\text{Wasser}}/d_{\text{Bauteil}})$
Wände	1 (Druckwasser)	240	240	200	0,20	≤ 10
	2 (Bodenfeuchtigkeit, Sickerwasser)	200	240 (200) ¹⁾	100		
Boden- platte	1 (Druckwasser)	250	-	200	0,15	> 10 ... ≤ 15
	2 (Bodenfeuchtigkeit, Sickerwasser)	150		100		
					0,10	> 15 ... ≤ 25

Die Wasserundurchlässigkeit eines Bauwerks ist durch die Einhaltung der gestellten Anforderungen nach Tabelle 1, unter Verwendung von normalfesten Beton gewährleistet.

4.3 ZTV-W für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton 215

Die ZTV-W 215 [9] ist als Ergänzung der allgemeinen Normen zu verstehen und gliedert sich in 3 Hauptgruppen. Teil 1 befasst sich mit der Bemessung und Konstruktion auf Grundlage der DIN EN 1992-1-1 [10]. Die minimalen Anpassungen zeigen, dass Bemessungsregeln gleichermaßen für Bauwerke auf dem Wasser als auch im Hochbau gelten.

Aufgrund erhöhter Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, Dichtigkeit und Rissbeschränkung werden Ergänzungen zur DIN EN 206-1 [10] gemacht

Bei der Bauausführung liegen die Schwerpunkt auf der Fugenausbildung, dem Einbringen und Verdichten und die Nachbehandlung. Unter Berücksichtigung dieser Unterpunkte werden ebenfalls die Dichtigkeit und die Eigen- und Zwangsspannungen beeinflusst.

4.4 DVWK 246

Das Merkblatt des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau 246 [12] umfasst die Vorgehensweise der Freibordbemessung an Stauanlagen. Allgemein bezeichnet der Freibord bei Stauanlagen den lotrechten Abstand zwischen der Krone des Absperrbauwerkes und dem höchsten Stauziel. Bei einem schwimmenden Untergeschoss ist es der Abstand zwischen der Ruhewasserlage und der Oberkante des Schwimmkörpers. Für die Anwendung auf schwimmende Bauwerke muss die Berechnung des Freibordes, wie folgend erklärt, modifiziert werden.

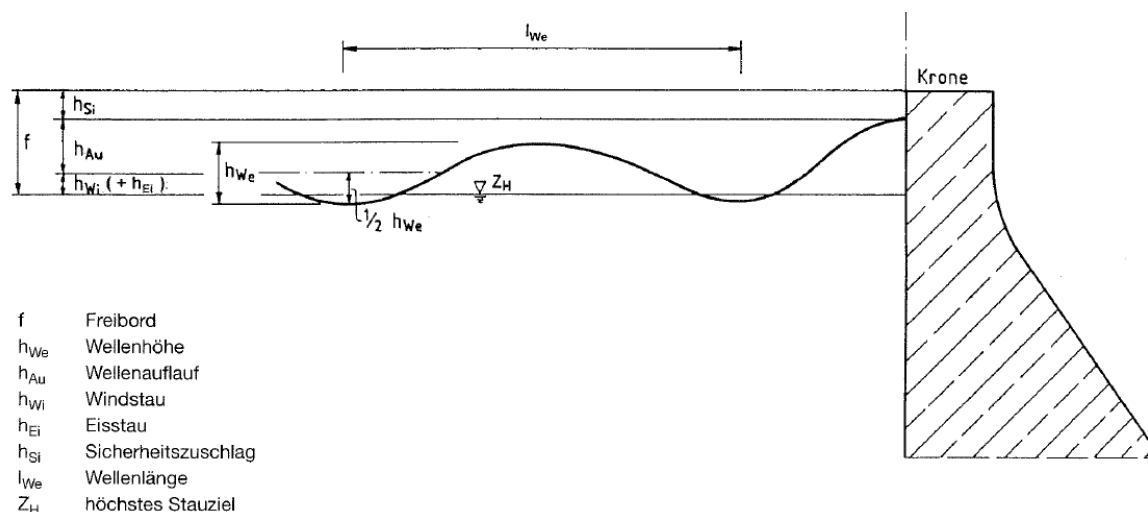


Abbildung 4: Definitionsskizze zum Freibord für Staumauern [12]

Der Freibord (f) setzt sich aus einem Sicherheitszuschlag (h_{Si}), dem Wellenaufwurf (h_{Au}), einem Windstau (h_{Wi}) und einem Eisstau (h_{Ei}) zusammen. Allerdings schließt sich eine Kombination von Wind- und Eisstau aus. Die Größe des Sicherheitszuschlages (h_{Si}) richtet sich nach den örtlichen Gegebenheiten, der Größe des Stauraums, der Aussagekraft der zugrunde liegenden hydrologischen Daten und dem größten Hochwasserstand. Im Fall eines schwimmenden Untergeschosses kann der Sicherheitszuschlag und die Erhöhung des Wasserstandes infolge Wind- und Eisstau zu Null gesetzt werden. Grund hierfür ist die Anpassung des schwimmenden Untergeschosses an den steigenden Wasserstand.

Am schwimmenden Untergeschoss treten im Regelfall schwingende Wellen auf. Durch den Aufwurf von schwingenden Wellen auf den Schwimmkörper kommt es zu einer Erhöhung des Wasserspiegels, im Vergleich zum Ruhewasserspiegel, der in die Berechnung des Freibordes als Wellenaufwurf (h_{Au}) einfließt. Dafür wird die mittlere Wellenhöhe ($h_{We,i}$) nach (2) berechnet und mit einem Spektralfaktor (a_i) multipliziert. Die Wurzel aus der Summe der einzelnen Sektoren nach (3) ergeben die berechnete mittlere Wellenhöhe für den in Abbildung 5 dargestellten Punkt P. Die mittlere Wellenhöhe h_{we} wird abschließend mit einem Umrechnungsfaktor (K_{hwe}) multipliziert, der in Abhängigkeit der Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenhöhe steht (4).

$$f = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si}(+h_{Ei}) \quad (1)$$

$$h_{We,i} = \frac{w_{10}^2 * 0,16}{g} * \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{S_i^*}]^2} \right\} * \tanh \left\{ 0,625 * \frac{(d_i^*)^{0,8}}{1 - \left[1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{S_i^*}]^2} \right]} \right\} \quad (2)$$

w_{10} : Windgeschwindigkeit in einer Höhe von 10m über der Wasseroberfläche. Richtwerte nach Windzoneneinteilung [13].

S_i : Windwirklänge der einzelnen Sektoren in Metern.

d_i : Wassertiefe der einzelnen Sektoren des Sees, wird mit 10 m angenommen.

g : Erdbeschleunigung mit $9,81 \text{ m/s}^2$.

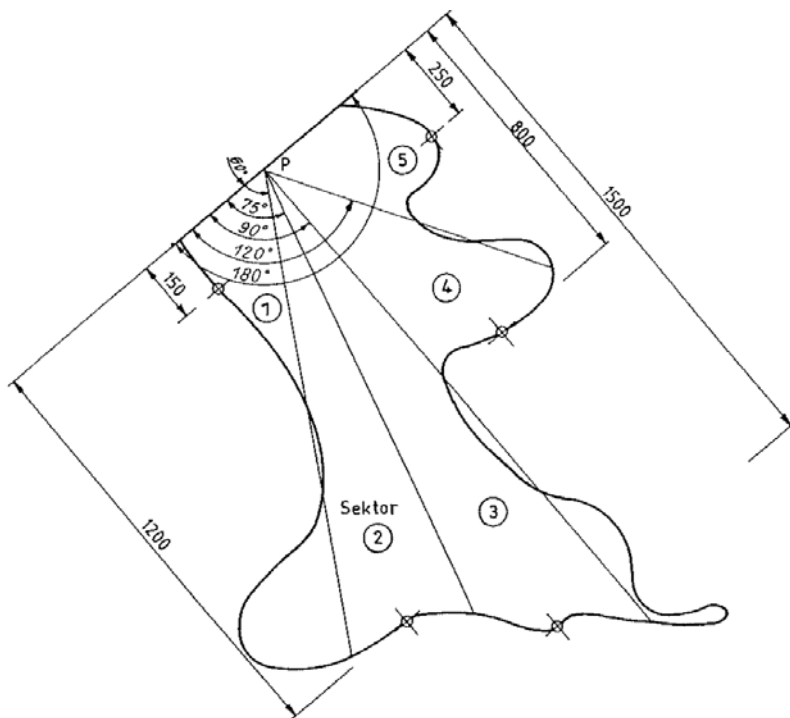


Abbildung 5: Aufteilung in Windsektoren Prinzip Skizze [12]

$$h_{We} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i * h_{We,i}^2)} \quad (3)$$

$$h_{We,x\%} = \sqrt{-\frac{4}{\pi} * \ln\left(\frac{x}{100}\right)} * h_{We} = K_{h_{We}} * h_{We} \quad (4)$$

Tabelle 2: Überschreitungsfaktor $K_{h_{We}}$

x (%)	1	2	5	10	$H_S=H_{1/3}$
$K_{h_{We}}$	2,4	2,2	2,0	1,7	1,6

Bei geneigten Wänden ist zusätzlich ein Anteil an brandenden Wellen zu berücksichtigen. Somit ergibt sich die Höhe des Freibordes nach folgender Formel:

$$f = h_{Au} = h_{We,x\%} = K_{h_{We}} * h_{We} \quad (5)$$

Nach Zuordnung der Lausitzer Seenplatte in Windzone 2 ist eine Windgeschwindigkeit (w_{10}) von 25 m/s anzusetzen. Unter Annahme des Baustandortes (Gräbendorfer See) kann die Windwirklänge (S_i) analog zu den Maßen aus Abbildung 5 angenommen werden. Somit ergibt sich nach (5) ein minimal notwendiger Freibord von 0,6 m.

4.5 Wasserbauspezifische Einwirkungen nach DIN 19702

4.5.1 Ständige Einwirkungen

Eigenlasten von Baukörpern, die ins Wasser tauchen, gehen vollständig in die Berechnung ein.

Grundsätzlich werden Kräfte resultierend aus Wasserdrücken als veränderliche Einwirkung angenommen. Bei schwimmenden Bauwerken sollten Wasserdrücke resultierend aus der Eintauchtiefe des Bauwerks als ständige Einwirkung angenommen werden.

In Bauteilen die von Wasser umgeben sind, ist mit Spaltwasserdruck in offenen Fugen, Risswasserdruck in möglichen Rissen sowie Porenwasserdruck im Druckbereich des Bauteils zu rechnen.

4.5.2 Veränderliche Einwirkungen

Für schwimmende Bauwerke werden Nutzlasten entsprechend den geltenden Regeln des Hochbaues [9] angesetzt.

Wellenlasten werden in Küstenbereich und Binnenbereich eingeteilt. Während im Binnenbereich nur in Sonderfällen ein Nachweis auf Wellenbeanspruchung erforderlich ist, muss dieser für Bauwerke im Küstenbereich immer erfolgen. Aufgrund der erheblichen Abweichung des schwimmenden Gebäudes von den in der DIN EN 19702 [13] aufgeführten massiven Wasserbauwerken wird ein schwimmendes Untergeschoss als Sonderfall betrachtet. Dadurch ist ein Nachweis unter Wellenbelastung durchzuführen.

Die Bestimmung der Schnee- und Windlasten erfolgt nach der in [14] und [15] angegebenen Vorhergehensweise. Die ansetzbaren Flächen ergeben sich aus dem Aufbau und der Höhe des Freibordes (f). Die Höhe des Aufbaus wird mit 6 m (2 Geschosse) angenommen.

Eislasten ergeben sich für nicht schiffbare Binnengewässer aus thermischem Eisdruck einer geschlossenen Eisdecke. Die daraus entstehende Belastung ist abhängig von der Eisdicke, der Festigkeit des Eises und den klimatischen und örtlichen Umgebungsbedingungen. Der thermische Eisdruck entsteht beim Ausdehnen des Eises. Bei abnehmender Temperatur verkleinert Eis sein Volumen. Daraus folgt dass sich die Dichte erhöht (vgl. Abbildung 6).

Infolge der erhöhten Dichte kommt es zu Rissen, die sich mit Wasser füllen und gefrieren. Mit steigenden Temperaturen dehnt sich das Eis wieder aus und entwickelt auf starre Bauwerke eine große Belastung die zu sichtbaren Verformungen führen kann [16].

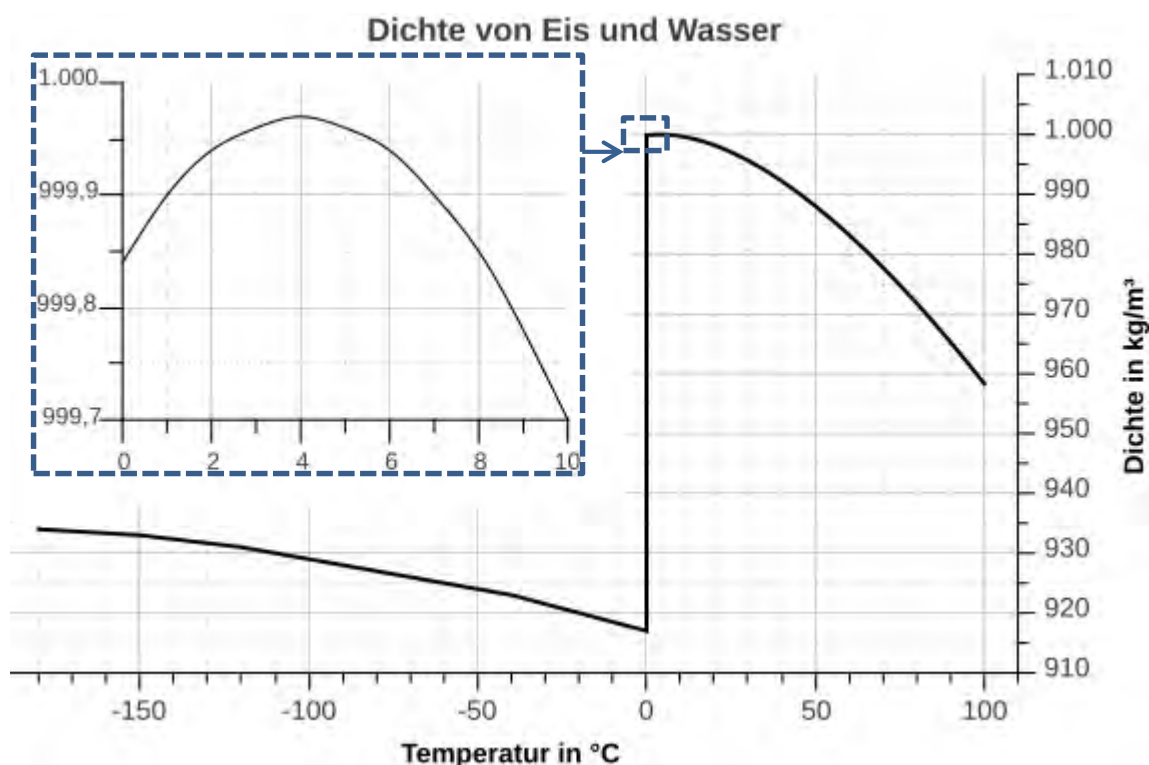


Abbildung 6: Dichte von Wasser und Eis [16]

Die Berechnung des thermischen Eisdrucks wird anhand einer Frostperiode aus dem Winter von 2012 am Standort Mannheim beispielhaft erläutert und folgend vorgestellt.

$$F_{therm} = 9 * h_E * (T_0 + 1) * \sqrt[3]{\frac{T_0}{t_E} * (T_0 + 1)^2} \quad (6)$$

h_E : Dicke der Eisdecke

T_0 : gemittelte Anfangstemperatur des Eises (Absoluter Wert)

t_E : Zeit in Stunden, in der sich das Eis erwärmt

Nach [17] ergibt sich die Eisdicke für Binnengewässer aus folgender Formel:

$$h_E = \sqrt{\sum T} \quad (7)$$

$\sum T$: Summe der durchschnittlichen Tagestemperaturen unter 0°C in einer Frostperiode

Nach Auswertung der Klimadaten ergibt sich eine maximale Eisdicke von 10 cm.

Mit einer Erwärmung des Eises von -4°C auf 0°C in 2 Stunden ergibt sich nach (6) eine Linienlast 16,58 kN/m.

Im Anschluss wird eine Grenzbetrachtung vorgenommen die mit der Druckfestigkeit des Eises gekoppelt ist. Für mäßige Eistemperaturen kann die Druckfestigkeit von Süßwasser – Eis zu 2,5 N/mm² angenommen werden. Nach folgender Formel ist die maximale Druckkraft des Eises zu berechnen:

$$p_0 = k * 10 * \sigma_0 * h \quad (8)$$

p_0 : Eislast [kN/m]

k : Kontaktbeiwert des Eises, im Allgemeinen 0,33

σ_0 : Eisdruckfestigkeit [N/mm²]

h : Dicke des Eises [cm]

Daraus folgt ein maximal möglicher Eisdruck von 82,5kN/m für eine 10 cm dicke Eisdecke. Nach (6) ist diese Belastung bei gleicher Eisdicke ab einem Temperaturunterschied von 8 K und einer Erwärmung in 0,5 Stunden zu erreichen. Es ist davon auszugehen das solche Extrema in der Natur nicht oder nur selten vorkommen. Die anzusetzende Linienlast ist stark von den zu erwartenden Eisdicken abhängig. In [17] wird für Binnenwasserstraßen von einer Eisdicke < 30 cm als ausreichend ausgegangen. Aussagen zu nicht schiffbaren Gewässern werden nicht gemacht. Nach den Ergebnissen von Rücker und Henschke [18] sind infolge strenger Winter, Eisdicken von bis zu 50 cm zu erwarten. Unter Annahme dieser Eisdicke würde sich die Linienlast verfünffachen. Jedoch ist diese Eisdicke als Einzelfall zu betrachten. Durchschnittlich wurden in den Untersuchungen in [18] Eisdicken von 23 cm ermittelt, wodurch

die Festlegung des Arbeitsausschusses für Ufereinfassungen „EAU“ [17] ebenso für nicht schiffbare Gewässer als ausreichend angenommen werden kann.

Bei der Herstellung von Betonbauteilen können lastunabhängige Beanspruchungen bspw. durch eine behinderte Verformung bei der Hydrationswärmeentwicklung von abbindendem Beton oder durch Schwinden des Betons auftreten.

Für saisonale Temperatureinwirkungen werden in der DIN 19702 [13] Temperaturdifferenzen vorgegeben. Ausgehend von einer Aufstelltemperatur von 10°C sind Temperaturdifferenzen im Sommer und Winter und luftseitige und wasserseitige Oberfläche einzuteilen. Nach DIN 19702 [13] ergeben sich bemessungsrelevante Temperaturdifferenzen von 25 K (vgl. schematische Darstellung Abbildung 7). Verformungen aus ungleichmäßiger Temperaturbelastung werden über die Höhe des schwimmenden Gebäudefundamentes angerechnet.

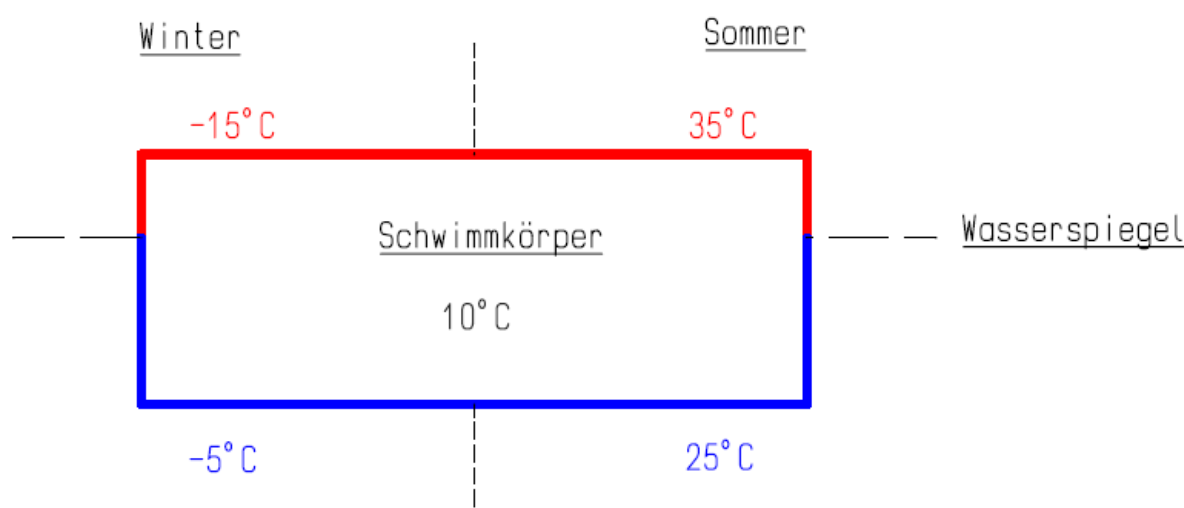


Abbildung 7: Temperaturverlauf nach Angaben aus DIN 19702 [13]

4.5.3 Außergewöhnliche Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen werden nach DIN EN 1991-1-7 [19] behandelt. Hierfür kommen bei schwimmenden Bauten Brandlasten, der Ausfall von Dichtungen, Dräns oder Einrichtungen zur Eisfreiheit in Betracht. Die Bemessung des Brandfalls ist mit den thermischen und mechanischen Einwirkungen und mit den Kenndaten für das Tragwerk bei erhöhter Temperatur durchzuführen. Der Nachweis des Bauteilverhaltens bei erhöhten Temperaturen erfolgt mit den Berechnungsmodellen der DIN EN 1991-1-2 [20].

Ausfälle von Dichtungen oder Dräns stellen einen Havarie-Fall dar, die die Forderung der Unsinkbarkeit des schwimmenden Untergeschosses beeinflussen.

4.6 Bemessungssituation

Nach Vorgaben der DIN 19702 [13] kann die Belastung aus thermischem Eisdruck als außergewöhnliche Einwirkung eingeteilt werden wenn Einrichtungen zur Eisfreiheit vorgesehen sind. Ein gleichzeitiges Wirken von Eislasten mit Wellenlasten und/oder Schiffsstoß ist nicht anzunehmen. Jedoch muss der Wasserdruck wirkend ab Unterkante der Eisschicht berücksichtigt werden. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird eine außergewöhnliche Bemessungssituation maßgebend. Darin werden Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation oder der vorübergehenden Bemessungssituation mit einer außergewöhnlichen Einwirkung kombiniert.

Die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden aus nachfolgender Tabelle 3 entnommen. Unterschieden werden die Teilsicherheitsbeiwerte je nach Bemessungssituation und nach günstiger oder ungünstiger Wirkung. Der aufgeführte veränderliche Wasserdruck ist auf einen steigenden Wasserpegel bei fest verankerten Wasserbauwerken bezogen.

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen auf Tragwerke im GZT [13]

Einwirkungen	Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation		
	Ständig	Vorübergehend	Außergewöhnlich bzw. Erdbeben
Ständige Einwirkung			
ungünstig	1,35	1,2	1,0
günstig	1,0	1,0	1,0
Veränderliche Einwirkung			
ungünstig	1,5	1,3	1,0
Wasserdruck, günstig	0,8	0,9	1,0
Sonstige, günstig	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkung			
ungünstig	–	–	1,0

4.7 Fazit

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen für das schwimmende Untergeschoss ergeben sich aus der ständigen Einwirkungskombination und der außergewöhnlichen Einwirkungskombination. Darin enthalten sind die Eigenlast des Schwimmkörpers, der ständigen Wasserdruck gegen den Wandquerschnitt und Bodenplatte, die Verkehrslasten, die veränderlichen Schnee- und Windlasten, der hydrodynamische Wasserdruck, die Wellenlast und der thermische Eisdruck infolge einer geschlossenen Eisdecke. Die Eislasten werden als außergewöhnliche Einwirkung infolge Ausfalls der thermisch aktivierten Fassade angenommen. In einem nächsten Arbeitsschritt ist das schwimmende Untergeschoss zu entwerfen. Anschließend sind die Lastannahmen und die maßgebende Einwirkungskombination für das entworfene schwimmende Untergeschoss zu berechnen.

5 Entwurf des Schwimmkörpers

5.1 Allgemein

Nach den Anforderungen an ein schwimmendes Untergeschoss mit Innenraumnutzung bezüglich der Dichtigkeit, des Wärmedurchgangs und der Energiegewinnung über einen Wärmetauscher wurde ein 3 – Schichtiger Sandwichquerschnitt ausgewählt (vgl. Abbildung 12). In diesem Kapitel wird ein schwimmendes Untergeschoss, für einen zweistöckigen Aufbau entworfen (vgl. Abbildung 2).

5.2 Vorsatzschale

Die Vorsatzschale erfüllt den Zweck einer Witterungs- und Schutzschicht und ist der Wärmetauscher. Ebenso ist durch die Vorsatzschale, die Dichtigkeitsebene herzustellen. Nach dem Arbeitsmodell (vgl. Abbildung 3) liegt die Vorsatzschale im Druckwasserbereich und soll das Eindringen des Wassers durch Permeation verhindern. Bei ungerissenem Normalbeton ist von einer Wassereindringtiefe bis zu 2,5 cm auszugehen. Bei einem HPC wird wegen der dichteren Betonmatrix von einer Wassereindringtiefe kleiner 2,5 cm ausgegangen. In Kapitel 6 wird die Wassereindringtiefe von normalfesten und hochfestem Beton experimentell untersucht.

5.2.1 Bewehrungsmaterial

Für eine dünne Betonschicht im Druckwasserbereich, ist nach Anforderungen der Mindestbetondeckung eine nicht korrodierende Bewehrung notwendig. Es wurde ein carbonfaserverstärktes biaxiales Kunststoff Gitter (Grid 450-50) mit den in Tabelle 4 dargestellten Eigenschaften ausgewählt.

Tabelle 4: Eigenschaften Sigratex Grid 450-50

Zugfestigkeit	4000 N/mm ²
E-Modul	240000 N/mm ²
Bruchdehnung	1,7 %
Roving Abstand	0° : 10 mm 90°: 10 mm
Flächenanteil	0° :141mm ² /m 90°: 122mm ² /m

Aufgrund des Roving Abstandes der Bewehrung ist ein Feinkornbeton mit einem Größtkorn < 3 mm zu wählen.

5.2.2 Betonrezeptur

Um eine bessere Verarbeitung zu gewährleisten sollte der Beton selbstverdichtend und fließfähig sein (vgl. Abbildung 8, links). Zur Verbesserung der Dichtigkeit des Betons ist die Packungsdichte der Betonmatrix zu erhöhen. In Abbildung 9 (links) ist die Betonoberfläche nach der Rezeptur aus Tabelle 5 dargestellt. Nach dieser Rezeptur sind Druckfestigkeiten von 115 N/mm^2 und Biegezugfestigkeiten von 15 N/mm^2 erreichbar. Im Vergleich dazu ist in Abbildung 9 (rechts) ein Normalbeton gegenüber gestellt.



Abbildung 8: Betonmischung: fließfähig, selbstverdichtend und selbstentlüftend



Abbildung 9: Betonoberflächen, links HPC; rechts normalfester Beton

Tabelle 5: Rezeptur HPC

Stoff	Menge [kg/m^3]
Zement CEM I 42,5 HS	695
Wasser	101
Sand 0,125/0,5	779
Quarzmehl QM 1600	487
Silikasuspension EMSAC	216
Fließmittel ACE30	29,89

5.3 Kerndämmschicht

Die Kerndämmung nimmt nach Abbildung 3 den Kapillarbereich ein. Um ein kapillares Saugen zu unterbinden wird eine porenarme und nicht saugende Dämmung eingesetzt. Ebenfalls ist durch die ständig wirkende Druckbelastung aus Wasserdruck eine druckfeste Dämmung zu wählen.

Um Anforderungen der EnEV 2014 [5] zu entsprechen ist ein Wärmedurchgangskoeffizient von $0,24 \text{ W/m}^2\text{K}$ einzuhalten. Nach folgender Formel (9) ist eine 14 cm starke Dämmschicht mit einer Wärmeleitfähigkeit von $0,03 \text{ W/mK}$ notwendig.

$$U = \frac{1}{\left(\frac{d_V}{\lambda_V}\right) + \left(\frac{d_D}{\lambda_D}\right) + \left(\frac{d_T}{\lambda_T}\right)} = 0,21 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{K}} \leq 0,24 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{K}} \quad (9)$$

$\frac{d_V}{\lambda_V}$: Wärmeübergangswiderstand der Vorsatzschale

$\frac{d_D}{\lambda_D}$: Wärmeübergangswiderstand der Dämmschicht

$\frac{d_T}{\lambda_T}$: Wärmeübergangswiderstand der Tragschale

Die Wahl des geeigneten Dämmmaterials wird anhand der experimentellen Untersuchungen zur Wasseraufnahme von Dämmmaterialien aus dem Kapitel 6 getroffen.

5.4 Verbindung der Vorsatz- und Tragschale

Die Vorsatz- und Tragschale werden über Thermoanker aus glasfaserverstärkten Kunststoff der Firma Schöck mit einem Nenndurchmesser von 12 mm verbunden. Ein Wasserdurchtritt über die Verbindungsmittel wird durch die Profilierung zusätzlich erschwert, muss jedoch durch experimentelle Versuche bestätigt werden (vgl. Kapitel 6).

5.5 Schwimmfähigkeit des schwimmenden Untergeschosses

Der Aufbau auf das schwimmende Untergeschoss wird mit einem Gewicht von 50 Tonnen und über 2 Geschosse, mit einer Geschosshöhe von jeweils 3 m angenommen. Die Höhe des Untergeschosses wird auf ein allgemeines Rohbaumaß von 3 m festgelegt. Nach Kapitel 4.4 ergibt sich unter Berücksichtigung dieser Annahmen, für ein Binnengewässer in der Windzone 2 eine Mindestfreibordhöhe von 60 cm. Diese Höhe muss nach der Berechnung der Schwimmfähigkeit gewährleistet werden

Die Schwimmfähigkeit eines schwimmenden Bauwerks ergibt sich aus dem Gleichgewicht zwischen resultierender Vertikallast und der entgegenwirkenden Auftriebskraft. Die Auftriebskraft des Schwimmkörpers errechnet sich aus dem verdrängten Wasservolumen (V_w) und der Wasserwichte (γ_w).

Keht der Schwimmkörper nach einer Auslenkung infolge Wind oder Wellenschlag wieder in seine Ausgangslage zurück, wird die Schwimmelage als stabil bezeichnet. Ausschlaggebend für die Schwimmstabilität ist die Lage des Gewichtsschwerpunktes (s_k), an dem die Gewichtskraft (F_G) angreift. Die Auftriebskraft (F_A) greift am, durch die Auslenkung verschobenen Auftriebsschwerpunkt (s_{v2}) an. Durch den horizontalen Abstand von (s_{v2}) zu (s_k) entsteht ein, der Auslenkung entgegengesetztes Moment (vgl. Abbildung 10). Liegt der Gewichtsschwerpunkt (s_k) unterhalb des Auftriebsschwerpunktes (s_v), so ist die Schwimmelage stets stabil.

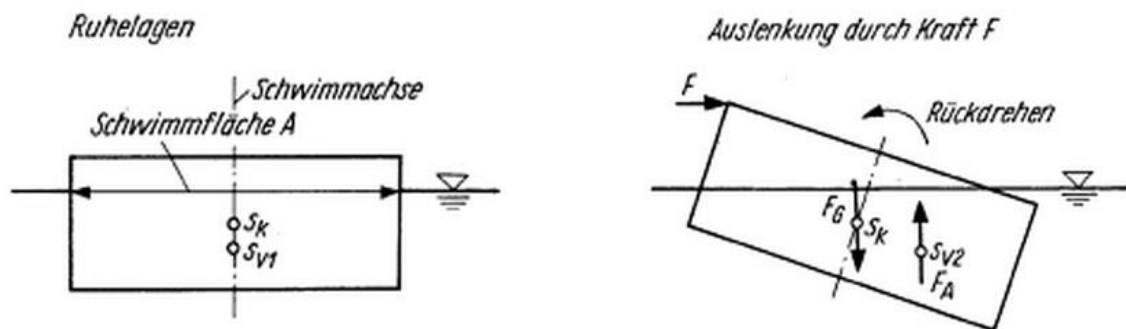


Abbildung 10: Schwimmelage [42]

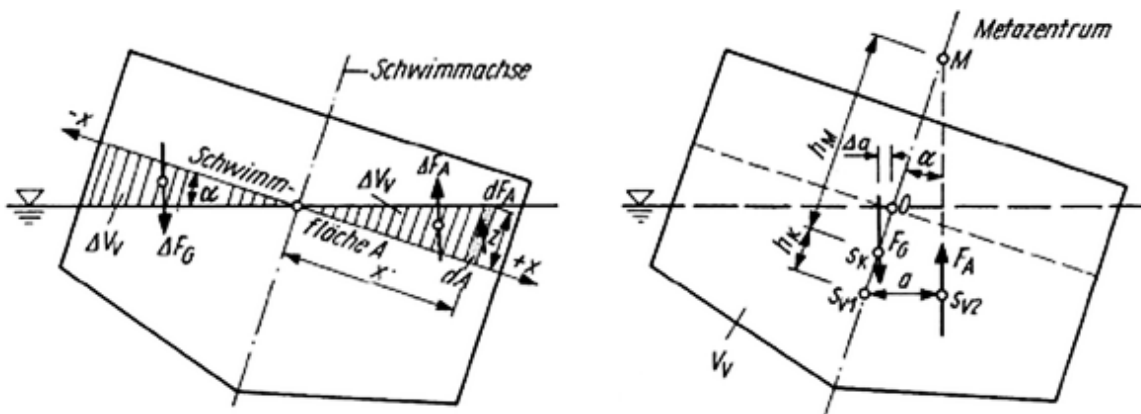


Abbildung 11: Herleitung der Schwimmstabilität [42]

Liegt (s_k) über dem Auftriebsschwerpunkt (s_v), so kann der Schwimmkörper immer noch stabil schwimmen, wenn das Metazentrum (M) über dem Gewichtsschwerpunkt (s_k) liegt. Das Metazentrum (vgl. Abbildung 11) ist der Schnittpunkt der Schwimmachse mit der durch die Auslenkung verschobenen Auftriebsachse.

Die metazentrische Höhe (h_m) ist der Abstand zwischen Gewichtsschwerpunkt (s_k) und dem Metazentrum (M). Liegt (s_k) unter (M) und über (s_v) so ist die Lage des Körpers aufgrund des aufrichtenden Momentes stabil. Sollte allerdings (s_k) über (M) und über (s_v) liegen wird keine Schwimmstabilität aufgrund eines kippenden Momentes erreicht. Ist ($h_m > 0$) so wird von einer stabilen Schwimmelage ausgegangen. Ist ($h_m < 0$) tritt eine instabile Schwimmelage ein.

Das Gebäudefundament wird als oben offener Trog hergestellt (vgl. Abbildung 13). Dadurch sinkt der Schwerpunkt des Bauteils. Dies erhöht die Schwimmstabilität. Nach Berechnung der Schwerpunkte des schwimmenden Untergeschosses liegt der Gewichtsschwerpunkt (s_k) über dem Auftriebsschwerpunkt (s_v) (vgl. Abbildung 13). Die Schwimmelage ist instabil, wenn das Metazentrum unter dem Gewichtsschwerpunkt (s_k) liegt. Die metazentrische Höhe ergibt sich aus folgender Formel:

$$h_m = \frac{I}{V_W} - h_k \quad (10)$$

I : Flächenträgheitsmoment der Grundfläche des Schwimmkörpers
 V_W : vom Untergeschoss verdrängtes Wasservolumen
 $h_k = s_k - s_v = 1,38m$: Höhendifferenz zwischen Gewichts- und Auftriebsschwerpunkt

Mit einer Grundfläche von 7 m x 7 m und einer Betonschale der Bodenplatte von 25 cm und der Wand von 20 cm errechnet sich eine Eintauchtiefe von 2,32 m. Mit dem verdrängten Wasservolumen ergibt sich die metazentrische Höhe zu 0,38 m > 0 m. Die Betonschalendicke für Wand und Bodenplatte werden auf Vorsatz- und Tragschale aufgeteilt. Die Vorsatzschale wird auf 5 cm festgelegt. Somit ergeben sich für die Tragschale der Bodenplatte 20 cm und für die Wand 15 cm (vgl. Abbildung 12). Anhand der notwendigen Betonschalendicken wird für die Tragschale Normalbeton eingesetzt. Nach den Anforderungen der WU – Richtlinie [6] ist eine Mindestbetonfestigkeit von C 35/45 zu wählen.

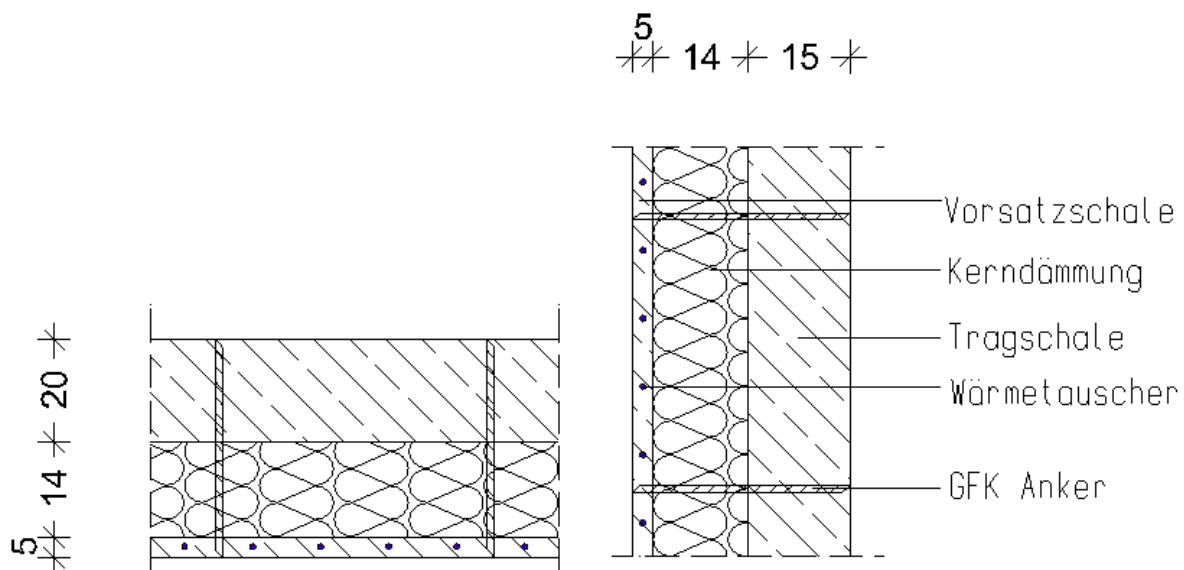


Abbildung 12: Entwurf Querschnitt links Bodenplatte; rechts Wandquerschnitt

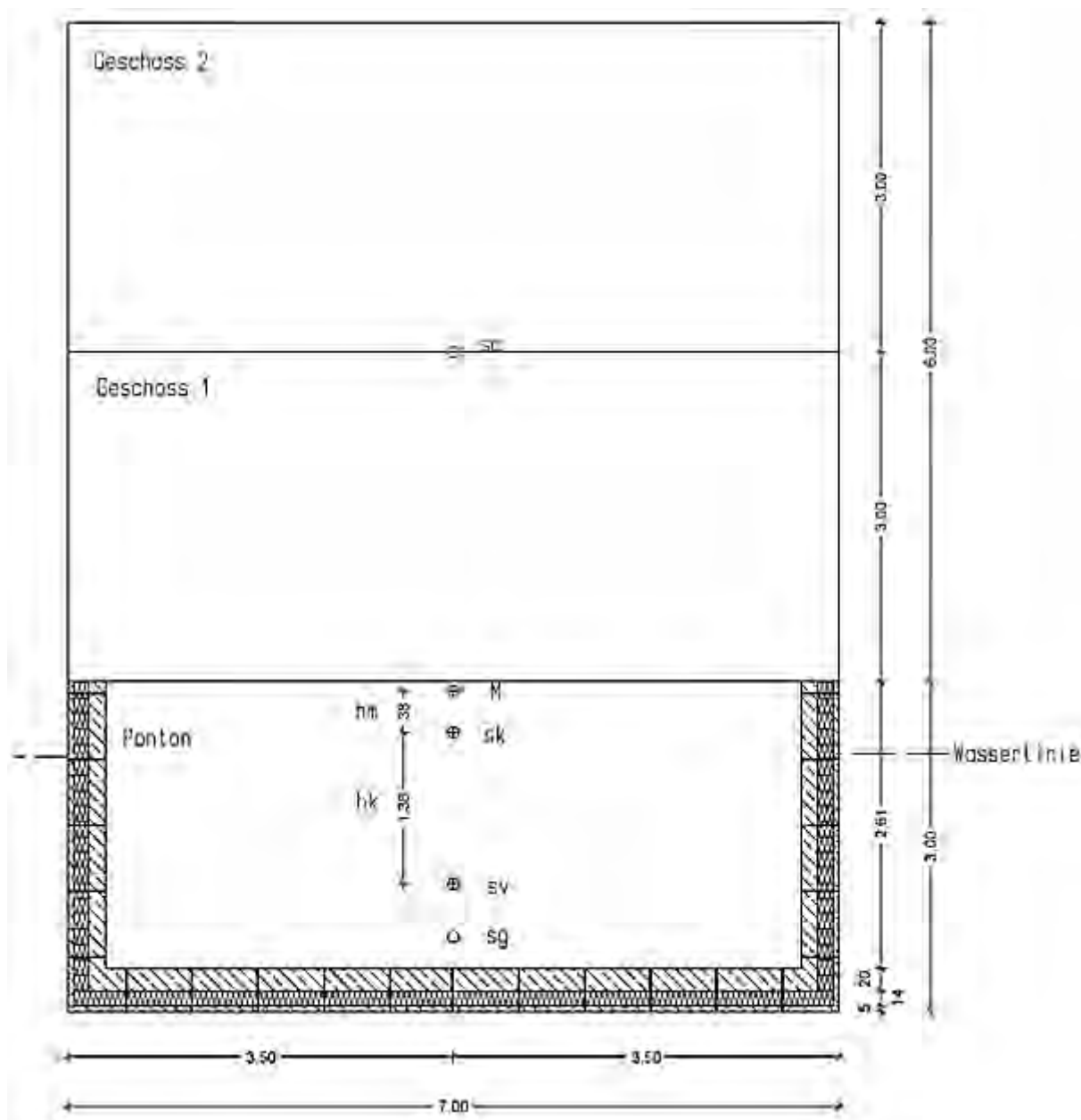


Abbildung 13: Schwerpunktberechnung

s_a : Gewichtsschwerpunkt Aufbau

s_g : Gewichtsschwerpunkt Untergeschoss

s_v : Auftriebsschwerpunkt

s_k : Gewichtsschwerpunkt Aufbau und Untergeschoss

M : Metazentrum

h_k : Höhendifferenz zwischen Gewichts- und Auftriebsschwerpunkt

h_m : metazentrische Höhe

5.6 Modulare Bauweise

Bei einer Aneinanderreihung der Untergeschosse fallen große wasserzugerichtete Oberflächen aus. Um das Potenzial der Energiegewinnung über den Wärmetauscher nicht ausschließlich auf die Bodenplatte zu verlegen wurde eine 8 – eckige Form, für den ersten Demonstrator gewählt. Dadurch wird die thermisch aktivierte Fläche um 15 % gesteigert.

5.7 Bau eines fugenfreien Kleindemonstrators

Innerhalb dieses Arbeitspaketes wurden die Querschnitte der Boden – und Wandsandwichprofile entworfen. Die Bauweise konnte noch nicht abschließend geklärt werden. In einem nächsten Arbeitsschritt werden zwei fugenfreie Kleindemonstratoren in Anlehnung an Abbildung 13 mit einer dünnen Betonschale gebaut. Die Kleindemonstratoren wurden aus dem HPC nach Tabelle 5 hergestellt.

Die oben offenen Tröge sind nach der Vorbemessung jeweils 30 cm hoch, 30 cm breit und 60 cm lang. Die Wandstärke beträgt 2 cm und die Bodenplatte 3 cm.

Da der Kleindemonstrator aus einem Stück hergestellt werden sollte, war eine aufwändige Schalung notwendig. In Abbildung 14 links ist der Schnitt durch den inneren Schalkern dargestellt. Dieser besteht aus 4 Einzelteilen, die durch eine Styroporfuge getrennt sind, um das Ausschalen zu vereinfachen. Die Einzelteile wurden miteinander verschraubt. In Abbildung 14 rechts ist der verschraubte, auf dem Kopf stehende, innere Kern dargestellt.

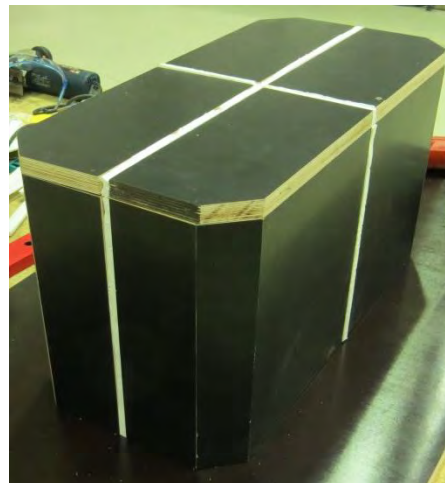
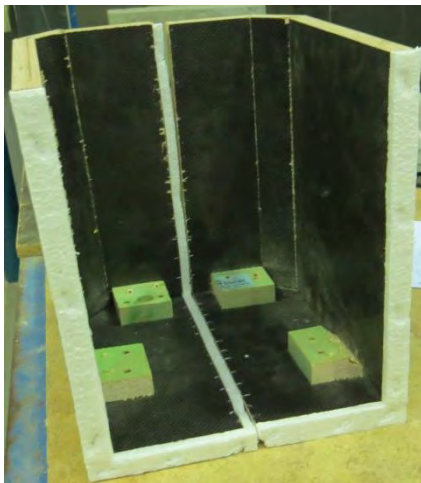


Abbildung 14: innerer Schalkern Schnitt links; innerer Schalkern rechts

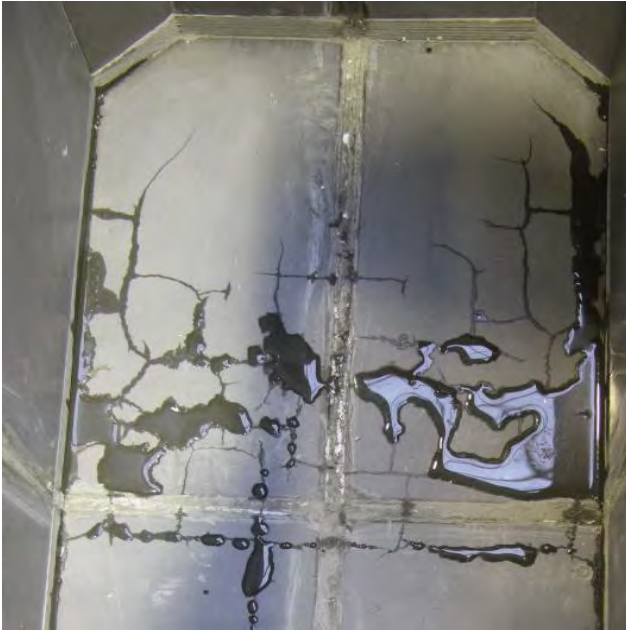


Abbildung 16: Wassereintritt Bodenplatte



Abbildung 17: schwimmfähige Kleindemonstratoren

5.8 Fertigteilbauweise

Anhand der vermehrten Rissbildung bei der fugenfreien Bauweise wird der Schwimmkörper aus Fertigteilen hergestellt. Die Fertigteile müssen zur Baustelle gebracht und mit einem Kran an die vorgesehene Stelle gehoben werden. Anforderungen an die Maße der Bauteile ergeben sich aus der maximalen Beladefläche und dem Transportgewicht von Lastzügen. Maßgebend werden im vorliegenden Fall die maximal zulässige Transportbreite von 2,55 m und das maximal zulässige Gesamtgewicht von 24 Tonnen. In Abbildung 18 ist das Untergeschoss schematisch in drei Fertigteile aufgeteilt dargestellt. Der Aufbau des Untergeschosses erfolgt auf einem sekundären Fundament welches den Schwimmkörper im Bauzustand über der Wasserlinie hält.

Die durchgehenden Fugen werden kraftschlüssig mit einem Hochfestleim der Firma Pagel Spezialbeton GmbH & Co. KG [21] verklebt. In die Tragschale werden Stahlverbindungsmitel eingelassen um einen gleichmäßigen Anpressdruck zu garantieren und die Klebefuge beim Lastabtrag zu unterstützen. Weiterhin ist zwischen den Tragschalen zweier angrenzender Fertigteile ein Dichtband einzulegen, das durch die Stahleinbauteile ebenfalls angepresst wird.

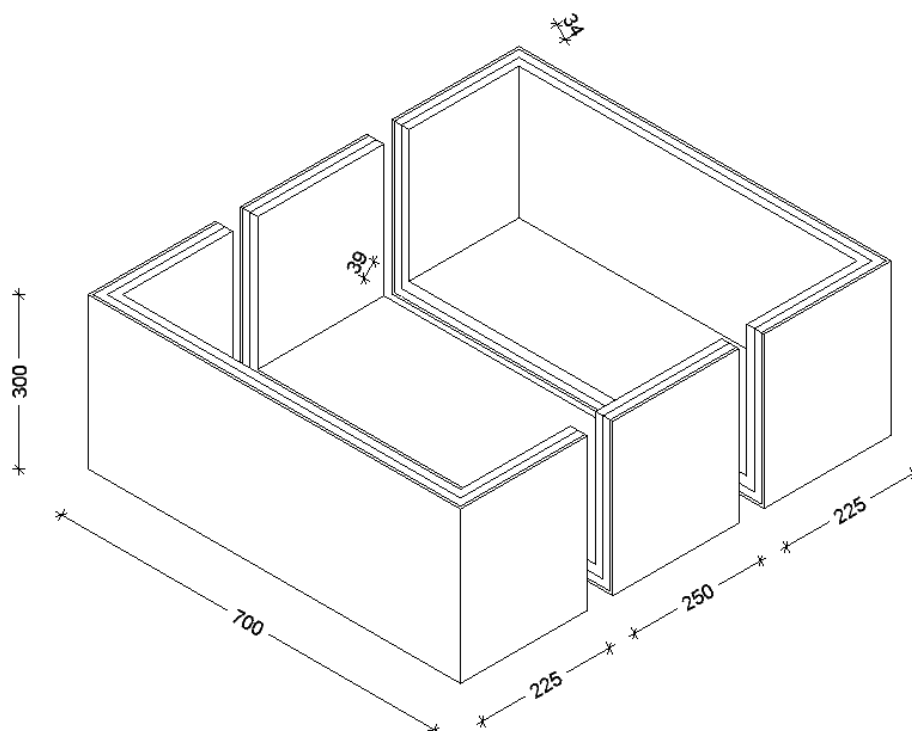


Abbildung 18: Schwimmkörper Fertigteilbauweise

Alternativ ist auch eine Konstruktion aus Bodenplatte und Wandbauteilen denkbar, wodurch die Zwangsspannungen im Eckbereich von Bodenplatte zu Wandbauteil nicht entstehen können. Durch eine steigende Fugenzahl steigt jedoch ebenfalls der Arbeitsaufwand.

5.9 Fazit

Die Schwimmfähigkeit eines Bauwerks ist unmittelbar mit dessen Gewicht gekoppelt. Mit den getroffenen Annahmen (50 Tonnen Auflast) schwimmt ein Schwimmkörper, bei gleichem Freibord auch mit einer Grundfläche von 5,5 m x 5,5 m und Wanddicken von 10 cm. Bei hohen Aufbauten ist jedoch die Schwimmstabilität maßgebend. Durch den sehr hoch liegenden Gewichtsschwerpunkt (s_k) kann es bei kleinen und leichten schwimmenden Untergeschossen zu einer instabilen Schwimmelage führen.

Die Vordimensionierung zur Schwimmfähigkeit und Schwimmstabilität wurde iterativ durchgeführt. Ziel war es die kleinstmögliche Grundfläche unter Berücksichtigung der Annahmen aus Kapitel 5.5 zu entwerfen. Aufgrund von gleichen Trägheitsmomenten wird das schwimmende Fundament quadratisch ausgeführt.

Die Kleindemonstratoren wiesen, beim Ersten zu Wasser lassen (vgl. Abbildung 16), in den Anschlussbereichen von Wand zu Bodenplatte vermehrt Risse auf, wodurch Wasser in den Innenraum geflossen ist. Bei einem zweiten Versuch wurde eine Verringerung der Wassermenge festgestellt. Dieser Effekt wird der Selbstheilung des Betons zugeschrieben und sollte experimentell untersucht werden.

Der Aufbau eines Schwimmkörpers von 7 m x 7 m in fugenfreier Bauweise ist mit größerem Aufwand verbunden als in Fertigteilbauweise. Weiterhin ist bei fugenlosen Bauwerken mit großen Zwangsspannungen zu rechnen. Demnach wird weiterführend von einer Bauweise in Fertigteilbauweise ausgegangen.

Die 8-eckige Form ist bei der Planung einer schwimmenden Siedlung einsetzbar. Im weiteren Verlauf des Forschungsprojektes wird ein quadratischer Trog als Grundlage genutzt (vgl. Abbildung 18).

Die Materialwahl der Kerndämmschicht und die notwendige Dicke der Vorsatzschale konnte in diesem Arbeitspaket noch nicht endgültig geklärt werden. In einem nächsten Arbeitspaket werden experimentelle Untersuchungen zur Wassereindringtiefe von hochfestem und normalfestem Beton und die Wasseraufnahme von Dämmmaterialien untersucht.

6 Untersuchungen zur Wassereindringtiefe in Beton und Wasseraufnahme von Dämmmaterialien

6.1 Allgemein

Bei einer Nutzung des Innenraums des schwimmenden Untergeschoss als Kellerraum, werden Bauteile aus wasserundurchlässigem Beton erforderlich. Bauteile aus WU-Beton sind in der DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) [6] geregelt. Hochfeste Betonen sind in dieser Richtlinie allerdings nicht verankert. Anhand des dichteren Gefüges und des geringeren Kapillarporenanteiles darf bei hochfesten Betonen eine geringere Wassereindringtiefe erwartet werden.

6.2 Zielstellung

In einem Versuchsprogramm wird ein normalfester Beton, der Festigkeitsklasse C25/30 nach Vorgabe der WU-Richtlinie mit einem hochfesten Beton, der Festigkeitsklasse C100/115 verglichen (vgl. Tabelle 5).

Die Vorsatz- und Tragschale wird mit GFK - Ankern der Firma Schöck Bauteile GmbH [22] verbunden. Die Anker werden bei der Betonage der Betonplatte auf die Schaloberkante gestellt. Dadurch dringen die GFK – Anker durch die Betonoberfläche. Ein Eindringen des Wassers wird an dieser Schwachstelle überprüft.

Um die Auswirkung der Fügstellen mit dem Hochfestleim auf die Wasserundurchlässigkeit beurteilen zu können, sind ebenfalls Versuchsreihen vorgesehen. Als Referenz gelten die Versuchskörper aus normalfesten Beton mit ungestörtem Querschnitt.

Die DIN EN 12390-8 [23] sieht eine Wasserlagerung, der Prüfkörper bis zum Prüfbeginn (Betonalter 28d) vor. Diese Lagerungsbedingung ist in einem Fertigteilwerk nicht praktikabel. In Anlehnung an die DIN EN 12390-2 NA [24] sind die Prüfkörper bis zum Prüfbeginn in Folie eingeschlossen und bei $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ zu lagern (Lagerung A). Um den Einfluss einer nicht vorgeschriebenen Lagerung beweisen zu können werden weitere Prüfkörper, mit gleichen Betonen und Fügstellen bis zum Prüfbeginn ohne eine schützende Folie gelagert. In Tabelle 7 sind die Lagerungsbedingungen der Prüfkörper zusammengefasst.

Die Vorsatzschale übernimmt den Druckwasserbereich aus dem Arbeitsmodell zum Feuchtedurchgang, aus den Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton Heft 555 [25]. In diesem Bereich dringt das Wasser durch Permeation ein. Aus dem Beitrag, Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton [26] ist bei normalfesten Betonen die Eindringtiefe durch Permeation, durch die Selbstabdichtung des Betons begrenzt. Die Ursache der Selbstabdichtung des Betons ist nicht eindeutig geklärt. Unterschiedliche Mechanismen werden in [26] genannt. Anhand des folgenden Versuchsprogramms wird die minimal notwendige Vorsatzchalendicke aus hochfesten Beton ermittelt und überprüft, ob sich im hochfesten Beton ebenfalls eine Selbstabdichtung einstellt.

In zwei weiteren Versuchsreihen wurde die Wasseraufnahme an nicht saugenden Dämmmaterialien untersucht. Unterschieden wurde hierbei zwischen einen extrudierten (XPS) und einen expandierten Polystyrol – Hartschaumstoff (EPS).

6.3 Versuchsbeschreibung

Die Prüfung der Wassereindringtiefe und der Selbstabdichtung des Betons wird in Anlehnung der DIN EN 12390-8 [23] durchgeführt. Danach ist eine Prüfung an Würfeln, Zylindern oder Prismen mit einer Kantenlänge bzw. einem Durchmesser der Prüfoberfläche von mindestens 150 mm durchzuführen. Die Mindesthöhe der Prüfkörper ist mit 100 mm vorgesehen, damit ein Wasserdurchtritt bei der Prüfung vermieden wird. Die Prüffläche muss etwa der Hälfte der Kantenlänge oder des Durchmesser der Prüfkörperfläche entsprechen.

Die dem Wasserdruck zugewandte Oberfläche wird bei allen Prüfkörpern nach dem Entformen mit einem Sandstrahler aufgeraut. Dies ermöglicht eine optimale Wassereindringung und verhindert ein Abweisen des Wassers an der glatten Oberfläche.

Die Prüfung wird an Prüfkörpern mit einem Mindestalter von 28 Tagen durchgeführt. Durch eine Prüfanlage (vgl. Abbildung 19) wird auf die aufgeraute Oberfläche einem Wasserdruck von $(5\pm 0,5)$ bar für eine Prüfdauer von (72 ± 2) h aufgebracht. Innerhalb der Prüfdauer ist ein Wasseraustritt an den Oberflächen zu kontrollieren und zu dokumentieren, die nicht dem Wasserdruck ausgesetzt sind. Im Falle eines Wasseraustritts ist dies im Prüfbericht zu vermerken. Nach Beendigung der Prüfung sind die Probekörper aus der Prüfanlage zu entfernen und unmittelbar in zwei Hälften zu spalten. Überschüssiges Wasser an den Oberflächen wird abgewischt. Die Spaltung erfolgt senkrecht zur Prüfoberfläche. Die Wassereindringung ist auf dem Prüfkörper zu markieren und die größte Eindringtiefe unter der Prüffläche auf 1 mm genau anzugeben. Die tiefste Wassereindringung ist maßgebend. Die Prüfanlage aus Abbildung 19 erlaubt das Prüfen von sechs Probekörpern in einem Prüfvorgang. Für jeden Prüfkörper ist eine Wassermenge von 1000 ml vorgesehen. Anhand der Skala ist die eindringende Wassermenge über die Prüfdauer nachweisbar. Um den Effekt der Selbstabdichtung des Betons nachweisen zu können, werden die eingedrungenen Wassermengen in einem Zeitintervall von 30 Minuten dokumentiert.

Die Versuche zur Wasseraufnahme der Dämmmaterialien wurden ebenfalls in Anlehnung an die DIN 12390-8 [23] durchgeführt (vgl. Abbildung 19). Die Dämmquader wurden vor den Versuchen vermessen und gewogen. Nach den Versuchen wurden diese gewogen um die Wasseraufnahme zu bestimmen. Die Versuchskörper wurden während des Versuchs mit einem Wasserdruck von 1,0 bar beaufschlagt. Dieser Wasserdruck entspricht einer Wassersäule von 10 m. Die Versuchsdauer wurde auf 30 min beschränkt. Der Versuch wurde bei Wasseraustritt am Versuchskörper abgebrochen.



Abbildung 19: Prüfanlage zur Wasser Eindringung (TU Kaiserslautern)

6.4 Versuchsumfang

Anhand der beschriebenen Zielstellung und Vorgehensweise wird folgend der Versuchsumfang vorgestellt. Um aussagekräftige Ergebnisse erzielen zu können, werden drei Probekörper für jede Parameterkonstellation hergestellt. Es werden Prüfkörper mit einer Kantenlänge von 200 mm und einer Probekörperhöhe von 100 mm hergestellt. Daraus folgt eine Prüffläche von 100 mm. Zeitgleich werden bei jeder Betonage Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt, um die Druckfestigkeit jeder Charge nachweisen zu können.

Als Referenzbetonrezeptur (vgl. Tabelle 6) wird nach den Anforderungen an ein WU-Beton nach [23] ein Beton mit einem w/z – Wert = 0,6 ausgewählt (entspricht einer Festigkeitsklasse eines C25/30). Nach [25] ist bei diesem Normalbeton bei Einhaltung der Normvorgaben in [23] von einer Wassereindringtiefe ≤ 50 mm auszugehen. Verglichen werden diese Proben mit einem hochfesten Beton (HPC) der Festigkeitsklasse C100/115 nach Rezeptur aus Tabelle 5. Weiterhin werden drei verschiedene Einbauszenarien unterschieden, die im Kapitel 5 vorgestellt sind.

- ungestörte Betonoberfläche,
- gestört durch ein Verbindungsmittel (GFK-Anker),
- gestört durch Klebfuge.

Ebenso ist der Einfluss der Betonlagerung zu überprüfen. Unterschieden werden hierbei die Lagerungsbedingungen nach Tabelle 7.

Tabelle 6: Betonrezeptur C25/30

C25/30	kg/m³
CEM I 32,5 R	373,17
Sand 0/2	739,73
Sand 2/8	933,63
Wasser	206,03
Gesamt	2.252,55

Tabelle 7: Lagerungsbedingungen

Dauer	Lagerung A	Lagerung B
1 Tag	in Schalung mit Folie abgedeckt	in Schalung mit Folie abgedeckt
bis zum Prüfdatum (28Tage)	in Folie eingeschlossen bei 20°C ± 2°C	an Umgebungsluft bei 20°C ± 2°C

Tabelle 8: Übersicht zum Versuchsumfang Wassereindringtiefe

C25/30			HPC		
Anzahl	Querschnitt	Lagerung	Anzahl	Querschnitt	Lagerung
3	ungestört	A	3	ungestört	A
3	Verbindungs mittel	A	3	Verbindungs mittel	A
3	Klebfuge	A	3	Klebfuge	A
3	ungestört	B	3	ungestört	B
3	Verbindungs mittel	B	3	Verbindungs mittel	B
3	Klebfuge	B	3	Klebfuge	B

Tabelle 9: Übersicht zum Versuchsumfang Selbstabdichtung

C25/30			HPC		
Anzahl	Querschnitt	Lagerung	Anzahl	Querschnitt	Lagerung
3	ungestört	A	3	ungestört	A

Um die Wasseraufnahme der Dämmmaterialien zu bestimmen wurden aus einer 14 cm starken Dämmplatte (EPS und XPS) Quader, mit den Abmessungen (L; B; H) 20 cm x 20 cm x 14 cm ausgeschnitten. Von jedem Dämmmaterial wurden jeweils drei Versuchskörper untersucht.

6.5 Auswertung

6.5.1 Wassereindringtiefe

Folgend werden die Ergebnisse der in Tabelle 8 vorgestellten Versuchsreihen in Balkendiagrammen bezüglich der Wassereindringtiefe dargestellt.

Die Prüfkörper werden folgend beschrieben.

- P-WE: Prüfung Wassereindringtiefe
- ungestört, Verbindungsmittel, Klebfuge: ungestört, VM, KF
- Betonfestigkeitsklasse: C25/30, HPC

Beispiel: P-WE, VM, C25/30

Die Zahlenwerte geben die Wassereindringtiefe in mm in den Prüfkörper an.

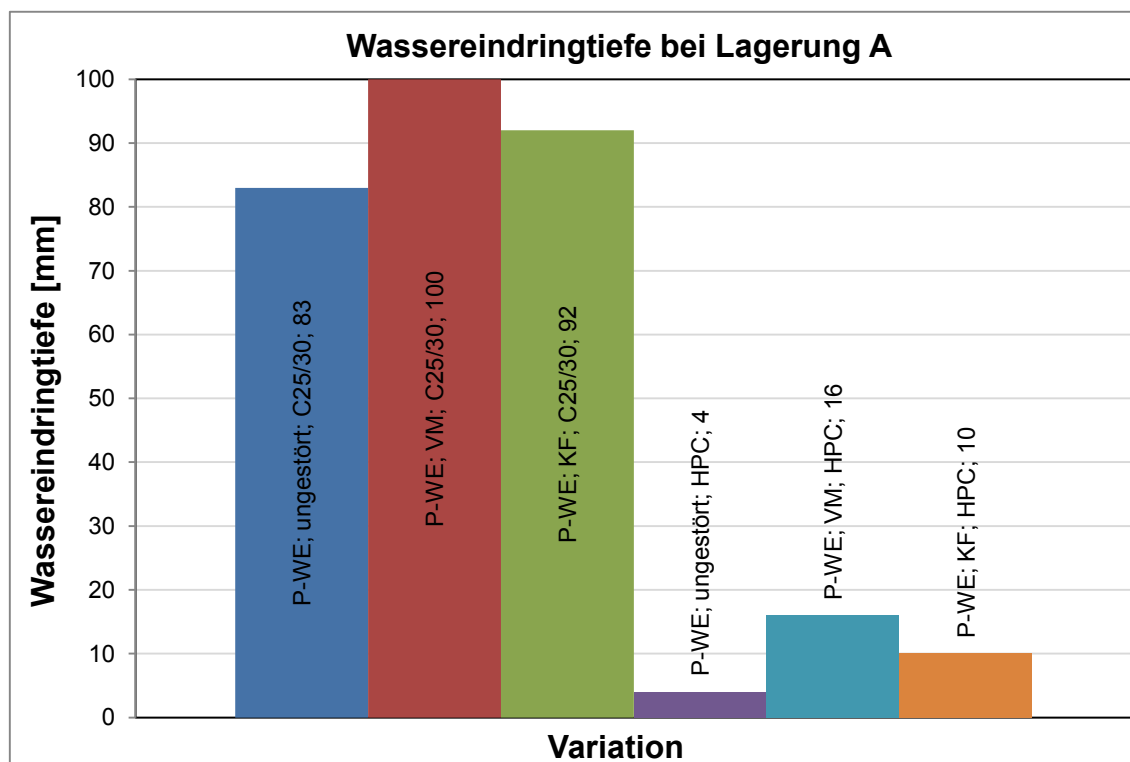


Diagramm 1: Wassereindringtiefe bei Lagerung A

Die im Diagramm 1 dargestellten Werte sind die tiefsten Wassereindringungen aus jeweils drei Probekörpern pro Variation unter Lagerung A. Deutlich ist hierbei der Unterschied zwischen einem normalfesten Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und einem hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C100/115 zu erkennen. Die Wassereindringtiefe erreicht bei einem HPC ca. 1/10 der Werte eines normalfesten Betons bei einer Lagerung nach DIN EN 12390-2 NA (vgl. Diagramm 1) [24].

Die Fügestelle von Vorsatz- und Tragschale mittels GFK-Anker weist unabhängig von der Betonfestigkeit der Prüfkörper die tiefste Wassereindringung auf.

Im Vergleich der Prüfkörper „ungestört“ (vgl. Abbildung 20) zu „VM“ (vgl. Abbildung 21) ist die gleiche flächige Ausbreitung des Wassers zu erkennen. Ein fortschreitendes Wassereindringen wird bei den ungestörten Prüfkörpern durch den Wassereindringwiderstand des Betons verhindert. Bei der Fügestelle mittels GFK-Anker breitet sich das Wasser am Verbindungsmittel weiter aus bis der Prüfkörper vollständig durchdrungen ist. Trotz der Profilierung des Verbindungsmittels ist der Wassereindringwiderstand im Verbundbereich von Verbindungsmittel und Beton zu gering und wird maßgebend für die Wassereindringung.



Abbildung 20: P-WE; VM; C25/30; Lagerung A, an Verbindungsmittel komplett durchdrungen



Abbildung 21: P-WE; ungestört; C25/30; Lagerung A

Im Diagramm 2 sind die tiefsten Wassereindringungen pro Variation bei der Lagerung B dargestellt. Im Vergleich zum Diagramm 1 wird der Einfluss der Lagerungsbedingungen auf die Wassereindringtiefe deutlich. Bei der Verwendung des normalfesten Betons wurden die Prüfkörper komplett mit Wasser durchdrungen (vgl. Abbildung 22). Im Vergleich zur Lagerung A steigt die Wassereindringtiefe der Prüfkörper aus hochfesten Beton um 100 % - 150 %.

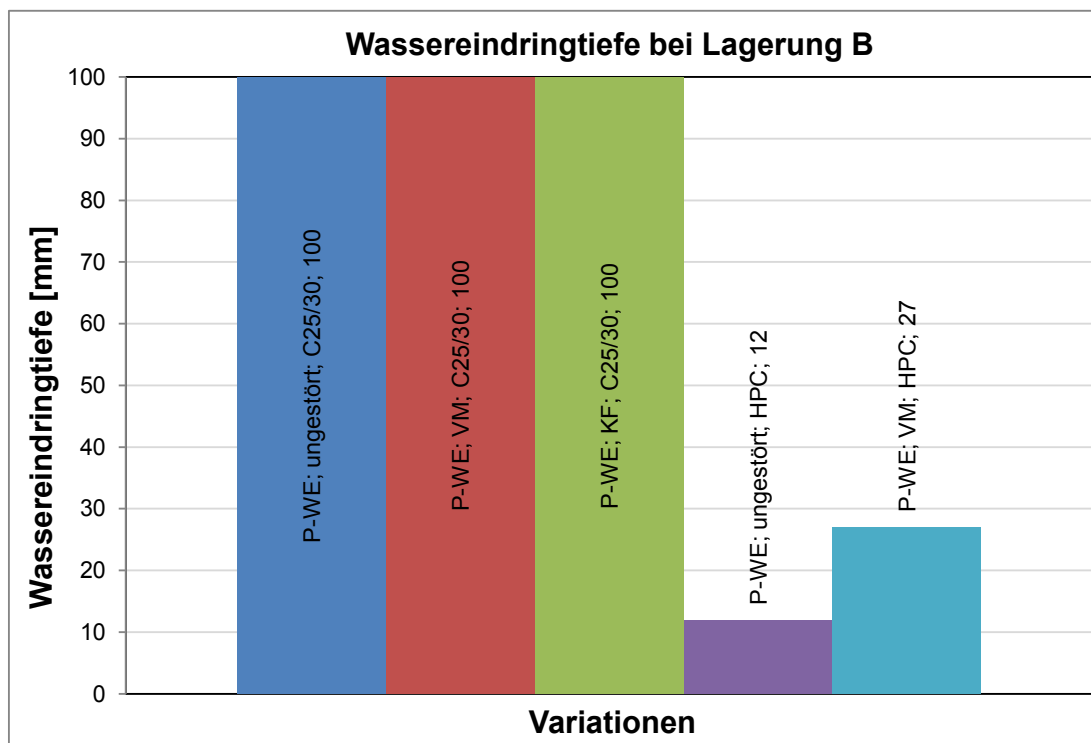


Diagramm 2: Wassereindringtiefe unter Lagerung B

Die Probekörper „P-WE; KF; HPC“ konnten nicht in die Auswertung aufgenommen werden, da der Versuchsstand nicht abgedichtet werden konnte. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Wassereindringtiefe, analog zur Lagerung A, zwischen den Prüfkörpern der Variationen „ungestört“ und „VM“ ausfallen wird.



Abbildung 22: P-WE; ungestört; C25/30; Lagerung B, vollständig mit Wasser durchdrungen

6.5.2 Selbstabdichtung

Folgend werden die Ergebnisse der in Tabelle 9 vorgestellten Versuchsreihen in Diagrammen bezüglich der eingedrungenen Wassermenge dargestellt.

Der Selbstabdichtungseffekt wurde an ungestörten Prüfkörpern der Betonfestigkeitsklasse C 25/30 und C 100/115 und unter Lagerung A geprüft.

Im Diagramm 3 ist die eingedrungene Wassermenge in einen normalfesten Beton, unter einem Wasserdruck von 5 bar und über einen Prüfzeitraum von 72 Stunden dargestellt. Auf der linken y-Achse ist die gesamte, eingedrungene Wassermenge über den Prüfzeitraum dargestellt. Auf der rechten y-Achse sind die gesamten, eingedrungenen Wassermengen pro Tag dargestellt. Es wurde ein Dokumentationszyklus von 30 Minuten gewählt. Über Nacht wurde die eindringende Wassermenge als linear verlaufend angenommen.

Über die Versuchsdauer sinkt die eindringende Wassermenge. Im Vergleich von Prüftag 1 zu Prüftag 2 um 18 % und von Prüftag 2 zu Prüftag 3 um 26 %. Aus dem Beitrag „Transport von drückendem Wasser in Betonbauteilen [26], ist diese Verringerung mit der Umlagerung des eindringenden Wassers aus den großen Kapillarporen mit geringen Strömungswiderstand, in die kleineren Gelporen mit höheren Strömungswiderstand zu erklären.

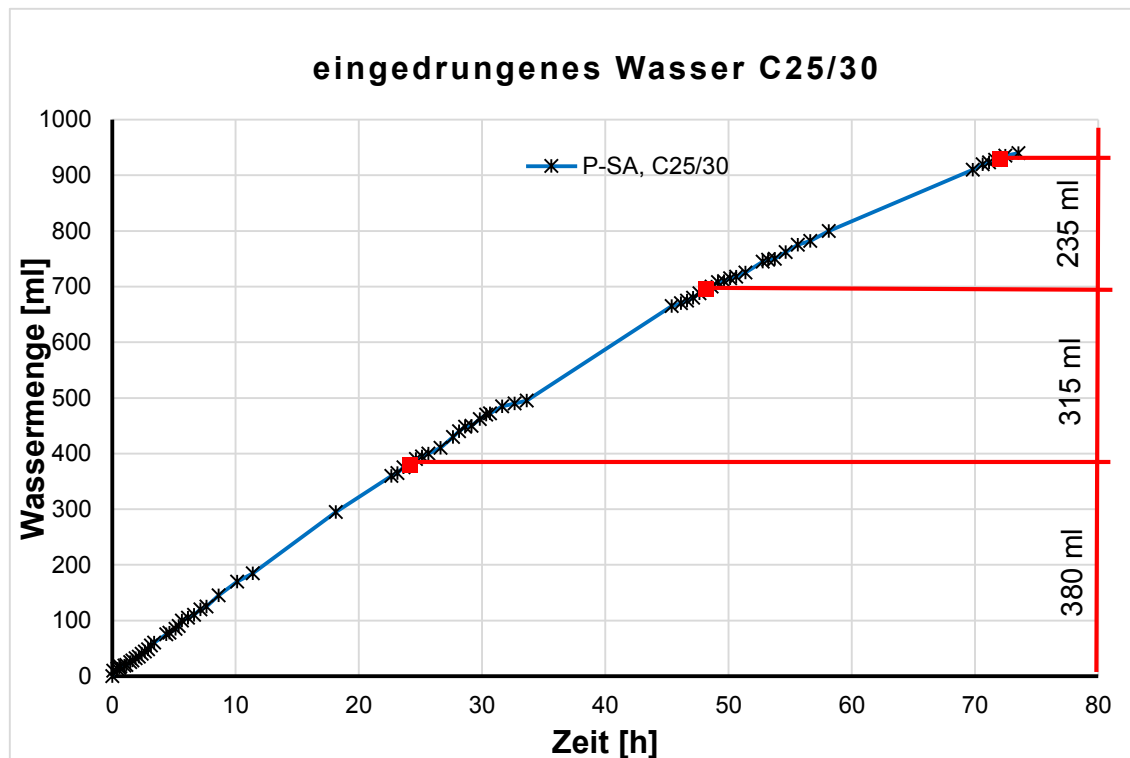


Diagramm 3: eingedrungene Wassermenge bei normalfesten Beton

In Diagramm 4 ist die eingedrungene Wassermenge in einen hochfesten Beton dargestellt. Der Versuch wurde analog zum normalfesten Beton durchgeführt.

Aufgrund der geringeren Kapillarporosität stellt sich die Wasserumlagerung von den Kapillarporen in die Gelporen eher ein.

An Tag drei wird ein stagnieren der eindringenden Wassermenge festgestellt. Dies ist ebenfalls mit dem steigenden Strömungswiderstand der Gelporen zu erklären. Weiterhin besitzt ein Großteil der Gelporen im hochfesten Beton einen kleineren Durchmesser [27], (vgl. Abbildung 23) wodurch der Strömungswiderstand weiterhin erhöht wird.

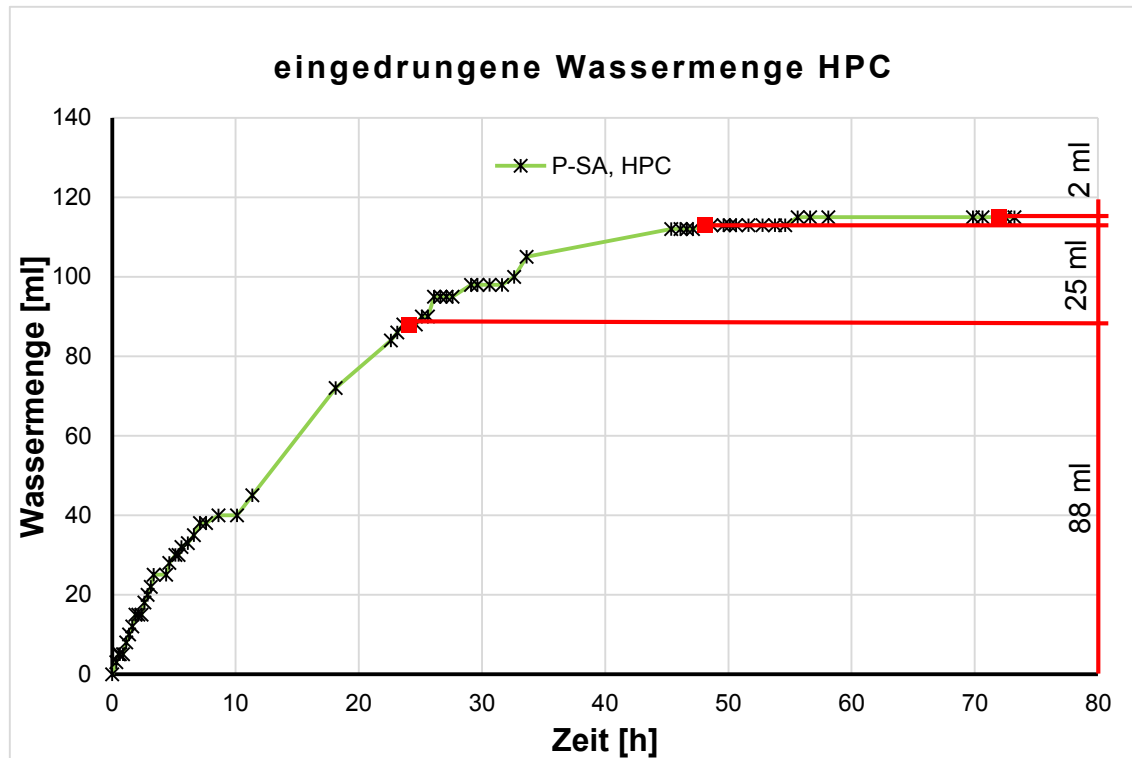


Diagramm 4: eingedrungene Wassermenge bei hochfesten Beton

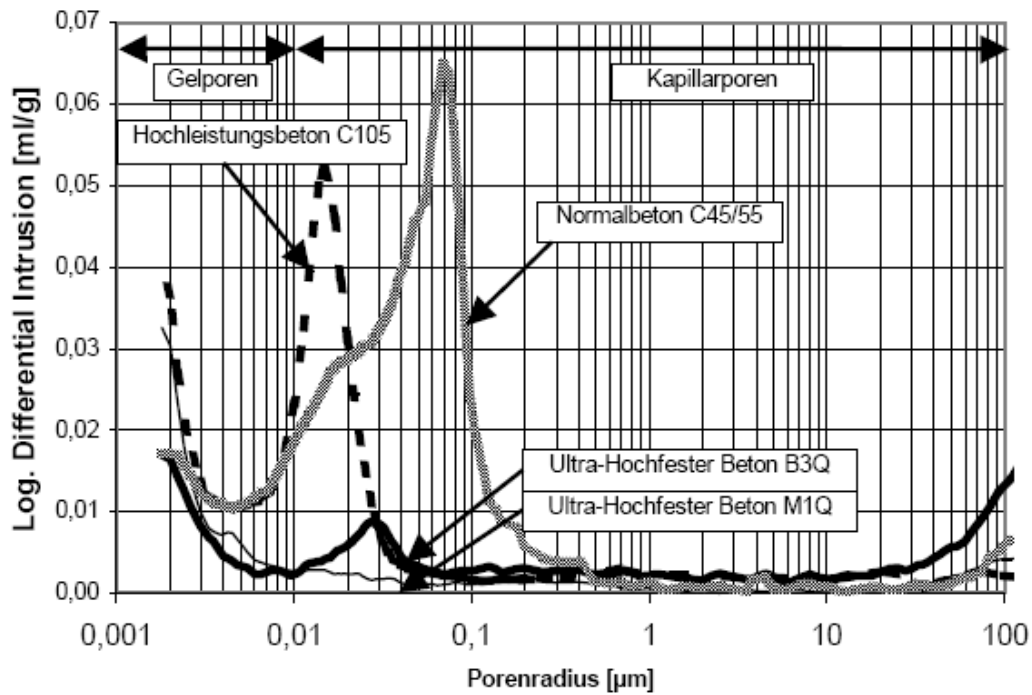


Abbildung 23: Vergleich der Porenradien von Normalbeton, Hochleistungsbeton und Ultra-Hochleistungsbeton

In Tabelle 10 sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung dargestellt. Die Wasseraufnahme des XPS (V1 – V3) tendiert nach 30 min Versuchszeit gegen null. Das überschüssige Wassergewicht von jeweils 1 g resultiert aus dem Restwasser auf dem Versuchskörper (vgl. Abbildung 24 links). Bei dem EPS (V4 – V6) trat nach kurzer Zeit Wasser aus den Versuchskörpern aus (vgl. Abbildung 24 rechts), wodurch der Versuch frühzeitig abgebrochen wurde.

Tabelle 10: Wasseraufnahme von XPS und EPS

Bezeichnung	XPS			EPS		
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Ausgangsgewicht [kg]	0,221	0,222	0,228	0,084	0,075	0,080
Endgewicht [kg]	0,222	0,223	0,229	0,255	0,193	0,204
l [m]	0,203	0,204	0,203	0,202	0,203	0,200
b [m]	0,198	0,198	0,204	0,201	0,200	0,203
h [m]	0,139	0,140	0,139	0,139	0,138	0,139
Rohdichte [kg/m ³]	39,556	39,258	39,609	14,884	13,386	14,176
Wassergewicht [kg]	0,001	0,001	0,001	0,171	0,118	0,124
Prüfzeit [sec]	1800	1800	1800	7	6	3
Wasserverlust Skala [ml]	0	0	0	440	360	270

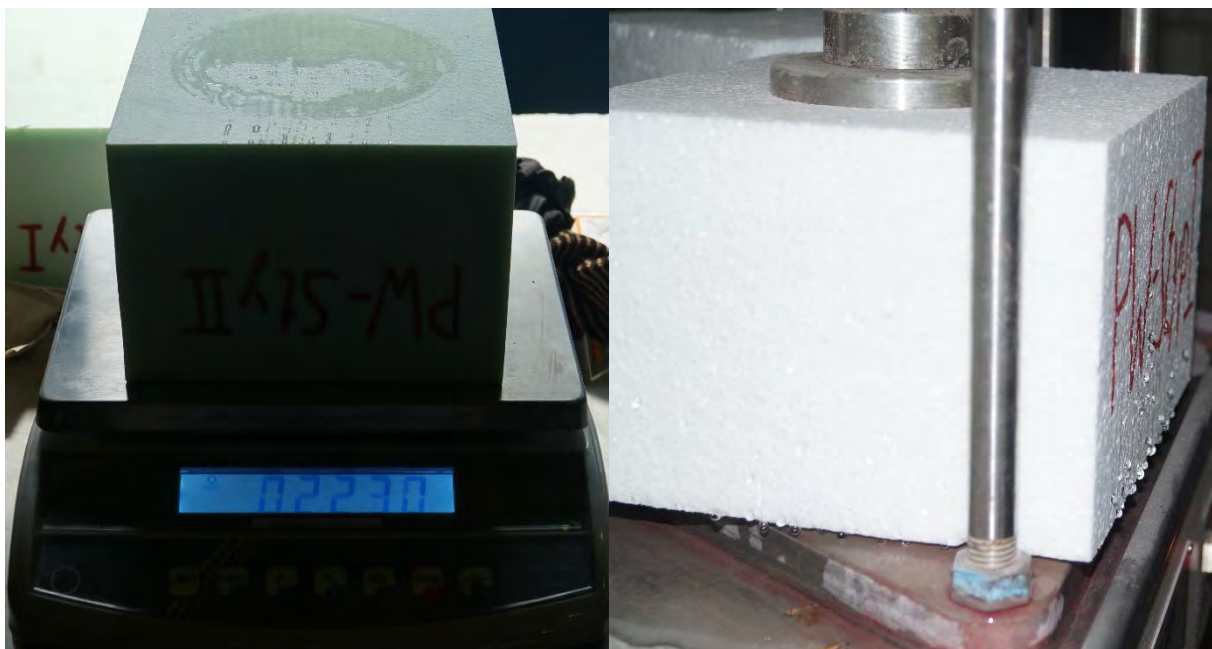


Abbildung 24: Restwasser auf dem Versuchskörper (XPS) links; Wasseraustritt (EPS) rechts

6.6 Fazit

In den Versuchen wurden die nach [25] zu erwartenden Wassereindringtiefen bei normalfesten Betonen weit überschritten. Erklärt werden kann dieses Ergebnis durch die Lagerung der Prüfkörper in einer Folie nach DIN EN 12390-2 NA [24] anstatt in einem Wasserbad nach der DIN EN 12390-8 [23]. Anhand der Versuchsergebnisse muss bei der Verwendung von großformatigen Betonbauteil von einer höheren Wassereindringtiefe ausgegangen werden. Eine Abhängigkeit der Wassereindringtiefe von dem Wasserverlust in einem Prüfzyklus konnte nicht festgestellt werden, da ein seitlicher Wasseraustritt oft nicht verhindert werden konnte. Ebenso ist durch die punktuelle Wasserbeaufschlagung, im Versuch nach der DIN EN 12390 - 8 [23] eine zweiaxiale Wasserausbreitung im Prüfkörper zu erkennen (vgl. Abbildung 21 und Abbildung 22). Bei einem Schwimmkörper tritt eine flächige Wasserbeaufschlagung auf. Daraus resultiert eine einaxiale Wasserausbreitung im Betonkörper, die eine tiefere Wassereindringung vermuten lässt.

Das maßgebende Einbauszenario für die Wassereindringtiefe wurde bei den Prüfkörpern mit eingebautem Verbindungsmittel festgestellt. Begründet werden kann dieses Ergebnis anhand der glatten Oberfläche des GFK-Ankers. Um die Wassereindringtiefe zu begrenzen ist ein kreisförmiger Dichtring um den GFK-Anker denkbar.

Der Selbstabdichtungseffekt der Betone konnte nachgewiesen werden. Aufgrund des geringeren Kapillarporenanteils und der kleineren Gelporendurchmesser ist der Selbstabdichtungseffekt beim hochfesten Beton stärker ausgeprägt. Die Vorsatzschalendicke wird anhand der Versuchsergebnisse auf ein Mindestmaß von 4 cm beschränkt. Für diese Annahme sollte keine Rissbreite in der Vorsatzschale zugelassen werden.

Aufgrund der Versuchsergebnisse (vgl. Tabelle 10) wird, für die Umsetzung eines Schwimmkörpers, ein extrudierter Polystyrol – Hartschaumstoff empfohlen.

7 Lastannahmen

7.1 Allgemein

Folgend werden anhand der Einwirkungen (Kapitel 4) und dem Entwurf (Kapitel 5) Lastannahmen für den in Abbildung 18 dargestellten Schwimmkörper getroffen und Einwirkungskombinationen festgelegt. Bei der Bemessung von Sandwichwänden wird die Vorsatzschale als nicht tragend angenommen, da die Mittragwirkung der Vorsatzschale noch nicht endgültig geklärt ist. Die Bemessung für Trag- und Vorsatzschale wird getrennt durchgeführt.

7.2 Lastannahmen und Einwirkungskombinationen

Die Einwirkungskombinationen sind nach DIN EN 1990 [28] in verschiedene Bemessungskombinationen einzuordnen. Es wird bei der Bemessung mit Grenzzuständen zwischen ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituation unterschieden.

Zu der ständigen Bemessungssituation gehören Einwirkungskombinationen aus den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerkes, die ständige und gleichzeitig auftretende veränderliche Einwirkungen beinhalten. In vorübergehenden Bemessungssituationen werden ständige und kurzzeitig veränderliche Einwirkungen wie Bauzustände aufgenommen. Aus Kapitel 5 ergeben sich keine zusätzlichen Lastfälle aus Bauzuständen, wodurch keine vorübergehende Bemessungssituation angenommen wird. Eine außergewöhnliche Bemessungssituation ergibt sich für den Schwimmkörper beim Ausfall der thermisch aktivierten Vorsatzschale. In diesem Fall wird der Schwimmkörper durch den thermischen Eisdruck belastet. Eine Bemessungssituation bei Erdbeben wird bei schwimmenden Tragwerken vernachlässigt. In Tabelle 11 sind die zu erwartenden Einwirkungen auf den Schwimmkörper dargestellt und bezeichnet.

Tabelle 11: Einteilung und Abkürzung der Einwirkungen

	Abk.	Einwirkung
ständig	G_E	Eigenlast
	G_{WS}	hydrostatischer Wasserdruck
veränderlich	Q_V	Verkehrslasten
	Q_S	Schneelasten
	Q_{WI}	Windlasten
	Q_{WE}	Lasten aus brechenden Wellen
	Q_{WD}	hydrodynamischer Wasserdruck aus nicht brechenden Wellen
	Q_T	Temperaturlast
außergewöhnlich	A_E	thermischer Eisdruck

Innerhalb der veränderlichen Einwirkungen wird zwischen dem hydrodynamischen Wasserdruck und der Wellenlast unterschieden. Diese beiden Einwirkungen sind von brechenden oder nicht brechenden Wellen abhängig und werden somit nicht in einer Einwirkungskombination angesetzt.

Die folgenden Einwirkungskombinationen werden mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der DIN 19702 [13] (vgl. Tabelle 3) multipliziert. Die Einwirkungskombinationen TS 1 und TS 2 gelten für die Nachweise der Tragfähigkeit der Tragschale. Kombinationsbeiwerte ($\psi_{i,i}$) zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von gleichzeitig veränderlichen Einwirkungen dürfen in allen Bemessungssituationen im Allgemeinen zu 1,0 gesetzt werden [13].

ständige Einwirkungskombination TS 1:

$$E_{d,TS,1} = 1,35 \cdot G_E + 1,35 \cdot G_{WS} + 1,5 \cdot (Q_{WD}/Q_{WE}) + 1,5 \cdot Q_V + 1,5 \cdot Q_S + 1,5 \cdot Q_{WI} \quad (11)$$

außergewöhnliche Einwirkungskombination TS 2:

$$E_{d,TS,2} = 1,0 \cdot (G_E + G_{WS} + (Q_{WD}/Q_{WE}) + Q_V + Q_S + Q_{WI} + A_E) \quad (12)$$

Bei ausreichendem elastischem Verformungsvermögen ist die Einwirkung aus Temperatur als veränderliche Einwirkung nur bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen zu berücksichtigen [13].

Die quasi-ständige Einwirkungskombination TS 3 gilt für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit der Tragschale. Teilsicherbeiwerte werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf 1,0 gesetzt. Der Kombinationsbeiwert ($\psi_{2,i}$) wird in der Regel zu 0,0 gesetzt. Veränderliche Einwirkungen, die eine Zwangsbeanspruchung hervorrufen, sind mit einem Kombinationsbeiwert von 1,0 zu multiplizieren. Für die quasi-ständige Einwirkungskombination werden die ständigen Lasten, mit einer leiteinwirkenden veränderlichen Einwirkung addiert (13).

quasi-ständige Einwirkungskombination TS 3:

$$E_{d,TS,3} = 1,0 \cdot (G_E + G_{WS} + Q_i) \quad (13)$$

Die Einwirkungskombinationen TS 1-3 werden für die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Tragschale verwendet.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Vorsatzschale werden das Eigengewicht, die Verkehrslasten und die Schneelasten in den Einwirkungskombinationen VS 1-3 vernachlässigt. Zusätzlich wirkt eine Temperaturlast auf die Vorsatzschale.

ständige Einwirkungskombination VS 1:

$$E_{d,VS,1} = 1,35 \cdot G_{WS} + 1,5 \cdot (Q_{WD}/Q_{WE}) + 1,5 \cdot Q_{WI} + 1,5 \cdot Q_T \quad (14)$$

außergewöhnliche Einwirkungskombination VS 2:

$$E_{d,VS,2} = 1,0 \cdot (G_{WS} + (Q_{WD}/Q_{WE}) + Q_T + A_E) \quad (15)$$

quasi-ständige Einwirkungskombination VS 3:

$$E_{d,VS,3} = 1,0 \cdot (G_{WS} + (Q_{WD}/Q_{WE}) + Q_T) \quad (16)$$

7.2.1 Ständige charakteristische Einwirkungen (G_E)

Innerhalb der ständigen Einwirkungen werden folgende Lasten unterschieden:

$G_{S,k}$: charakteristische Eigenlast Schwimmkörpers

$G_{A,k}$: charakteristische Eigenlast Aufbau

G_{WS} : charakteristischer hydrostatischer Wasserdruck

Die ständigen vertikal wirkenden Kräfte bilden sich aus der Eigenlast des Schwimmkörpers, des Aufbaus und dem statischen Wasserdruck auf die Bodenplatte. In der Vorbemessung wurde eine Aufbaulast von 50 Tonnen angenommen. Diese werden auf die Tragschale des Sandwichquerschnitts angesetzt.

Das Eigengewicht des Schwimmkörpers wird nach dem aus der Vorbemessung festgelegten Querschnitt berechnet. Unterschieden werden Wand und Bodenplatte. Die Linienlasten werden über die Fundamentbreite angegeben (7 m).

$$G_{S,W,k} = (\gamma_B \cdot d_{TS} \cdot h_{TS}) + (\gamma_D \cdot d_D \cdot h_D) + (\gamma_B \cdot d_{VS} \cdot h_{VS}) \quad (17)$$

$$G_{S,W,k} =$$

$$\left(\frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 2,81 \text{ m} \right) + \left(\frac{0,1 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 2,95 \text{ m} \right) + \left(\frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \right) = 14,33 \text{ kN/m}$$

$$G_{S,BP,k} =$$

$$\left(\frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 6,62 \text{ m} \right) + \left(\frac{0,1 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 6,9 \text{ m} \right) + \left(\frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \right) = 41,95 \text{ kN/m}$$

$$G_{A,k} = 50 \text{ t} \cdot g = 490,5 \text{ kN} \quad (18)$$

Die Aufbaulast ($G_{A,k}$) wird auf beide Fertigteilwände aufgesetzt.

$$G_{A1,2,k} = \frac{G_{A,k}}{(2 \cdot l_T)} = \frac{G_{A,k}}{(2 \cdot 6,62 \text{ m})} = 37,05 \text{ kN/m}$$

$G_{A1,2,k}$: Linienlast pro Wandquerschnitt aus der Aufbaulast

l_T : Abstand von Tragschale zu Tragschale des Schwimmkörpers

Der statische Wasserdruck wirkt dem Eigengewicht entgegen.

$$G_{W,BP,k} = g \cdot \rho_W \cdot h_W \cdot b_{VS} = \frac{9,81 \text{ m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1000 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 2,32 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 159,32 \text{ kN/m} \quad (19)$$

ρ_W : Rohdichte des Wassers

h_W : Eintauchtiefe des Schwimmkörpers

Die ständigen horizontalen Kräfte ergeben sich aus dem statischen Wasserdruck.

$$G_{(W,W,o,k)} = 0 \text{ kN/m} \quad (20)$$

$$G_{W,W,u,k} = G_{W,BP,k} = 159,32 \text{ kN/m} \quad (21)$$

In Abbildung 25 sind die ständigen Einwirkungen grafisch dargestellt.

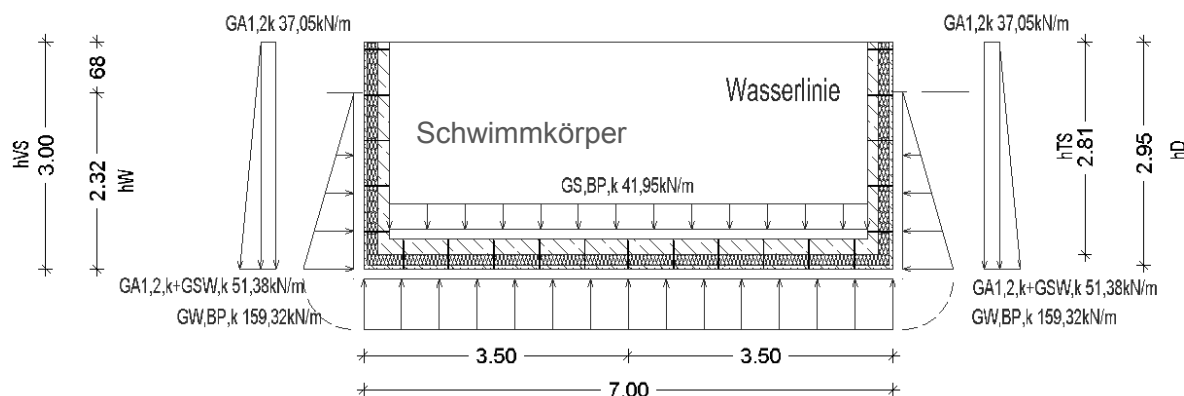


Abbildung 25: ständige Einwirkung

7.2.2 Veränderliche charakteristische Einwirkungen (Q_k)

Innerhalb der veränderlichen Einwirkungen werden folgende Lasten unterschieden:

- $Q_{V,k}$: charakteristische Nutzlast auf Bodenplatte und Decke
- $Q_{S,k}$: charakteristische Schneelast
- $Q_{Wi,k}$: charakteristische Windlast
- $Q_{WE,k}$: charakteristische Wellenlast aus brechenden Wellen
- $Q_{WD,k}$: charakteristischer hydrodynamischer Wasserdruck aus nicht brechenden Wellen
- $Q_{T,k}$: charakteristische Temperaturlast

Bei einem Schwimmkörper treten veränderliche Einwirkungen infolge Verkehrslasten aus Personenverkehr auf. Da es sich, aufgrund des quadratischen Grundrisses um ein Gebäude mit ausreichender Querverteilung der Lasten handelt, wirkt auf die zwei Decken des schwimmenden Gebäudes nach DIN EN 1991-1-1 [9] eine charakteristische Nutzlast von:

$$Q_{V,A,k} = 1,5 \text{ kN/m}^2. \quad (22)$$

Für die Bodenplatte beträgt der Wert der charakteristischen Nutzlast:

$$Q_{V,BP,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2. \quad (23)$$

Auf einen Meter Breite umgerechnet ist:

$$Q_{V,BP,k} = 7\text{m} * 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 21\text{kN/m} \quad (24)$$

Zusätzlich wird eine Punktlast in Feldmitte aufgebracht:

$$Q_{V,BP,P,k} = 3,0 \text{ kN}. \quad (25)$$

Die Verkehrslasten aus dem Aufbau werden von den Stahlbetonwandschalen getragen.

$$Q_{V,1,2,k} = \frac{2 * Q_{V,A,k} * 7\text{m}}{2} = 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (26)$$

In Abbildung 26 sind die charakteristischen Verkehrslasten dargestellt.

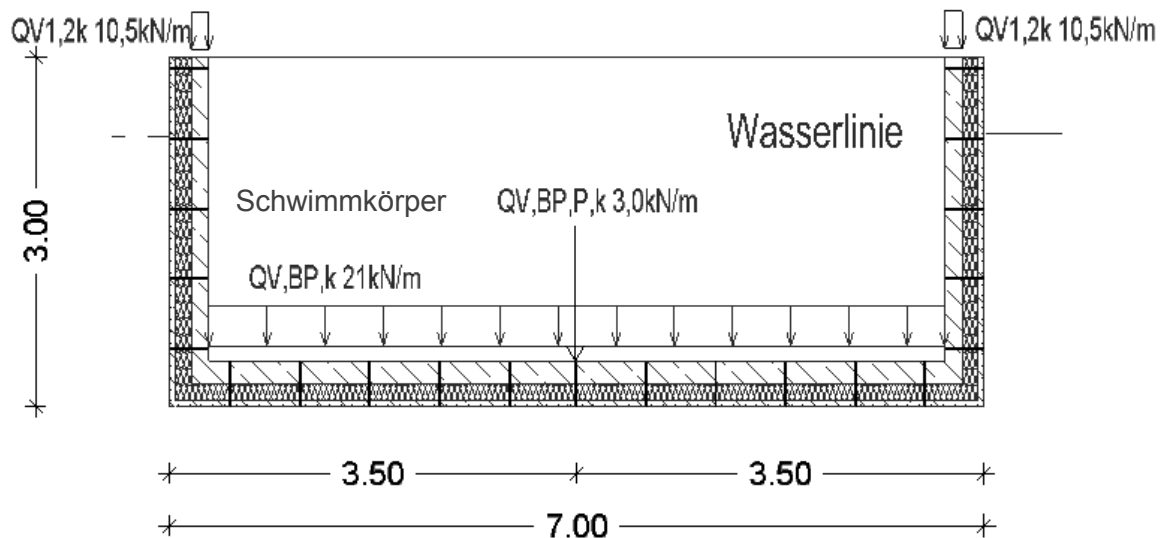


Abbildung 26: Verkehrslasten

Die Berechnung der Schneelasten ist nach der DIN EN 1991-1-3 [14] auszuführen.

Unter Annahme des Standortes (Gräbendorfer See) wird die Schneelastzone I und eine Höhe über Normalnull aus dem Badegewässerprofil [29] von 102 m gewählt. Der Dachaufbau wird als Pultdach ausgeführt.

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (27)$$

Die Schneelast wird von den Stahlbetonwandschalen getragen.

$$Q_{S,k} = \frac{7,0\text{m} * 7,0\text{m} * s}{2 * 6,62\text{m}} = 0,81\text{kN/m} \quad (28)$$

Die Windlast wird auf den Überbau und die Freibordhöhe des schwimmenden Untergeschosses angesetzt. Wobei die horizontalen Lasten auf den Überbau über das Kippmoment (M_K) vertikal auf die Stahlbetonwände angesetzt werden.

Die Berechnung der Windlasten wird nach der DIN EN 1991-1-4 [15] durchgeführt und untergliedert sich auf die Wand- und Dachflächen des Überbaus. Aus der Windzonenkarte in DIN EN 1991-1-4 NA [30] sind die zutreffende Windzone, der Basisgeschwindigkeitsdruck und der Geschwindigkeitsdruck zu entnehmen.

Der Standort des Schwimmkörpers wird der Geländekategorie I (offene Seen, Seen mit mindestens 5 km freier Fläche in Windrichtung und glattes flaches Land ohne Hindernisse) zugeordnet. In Abhängigkeit der tatsächlichen und der Mindestgebäudehöhe wird der Böengeschwindigkeitsdruck nach (29) bestimmt.

$$q_p = 2,6 * q_b * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,19} \quad \text{für } z > z_{\min} \quad (29)$$

z: die dem Wind ausgesetzte Fläche des Gebäudes (6,68 m)

z_{\min} : Mindestgebäudehöhe nach der Geländekategorie (2 m)

Über die Außendruckbeiwerte der zugehörigen Flächen lassen sich durch Multiplikation mit dem Böengeschwindigkeitsdruck die Belastungen für Wände und das Dach berechnen.

Für den Schwimmkörper mit Aufbau werden die Außendruckbeiwerte (c_{pe10}) verwendet, da die Wandfläche größer als 10 m² ist. Folgende Belastungen ergeben sich für die Wandflächen des Überbaus und des Freibords:

Tabelle 12: Außendruck oder –sog auf die Wandflächen

Bereich	Außendruck - sog w_e
A	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-1,2) = -1,128 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
B	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-0,8) = -0,752 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
D	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (+0,8) = +0,752 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
E	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-0,5) = -0,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bei einem Gebäudegrundriss mit einem Seitenverhältnis ($d \leq e \leq 5 * d$) sind die parallel zum Wind verlaufenden Seitenwände in Bereich A und Bereich B aufzuteilen.

Tabelle 13: Außendruck oder –sog auf die Dachflächen

Bereich	Außendruck - sog w_e
F	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-1,8) = -1,692 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
G	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-1,2) = -1,128 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
H	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-0,7) = -0,658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
I	$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (\pm 0,2) = \pm 0,188 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Sind Wand- oder Dachflächen in mehrere Druck- oder Sog- Zonen aufgeteilt, wird über den prozentualen Anteil der Druckfläche an der Bauteilfläche eine konstante Flächenlast über die Gesamtfläche angenommen.

$$SW_{we} = (A_{we} * 0,2) + (B_{we} * 0,8) = -0,83 \text{ kN/m}^2 \quad (30)$$

$$D_{we} = 0,752 \text{ kN/m}^2 \quad (31)$$

$$E_{we} = -0,47 \text{ kN/m}^2 \quad (32)$$

Für die Dachfläche wird folgende konstante Flächenlast angenommen.

$$\begin{aligned} DF_{we} &= ((F_{we} * 0,125) + (G_{we} * 0,125) + (H_{we} * 0,25) + (I_{we} * 0,5)) \\ &= -0,635 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (33)$$

Als maßgebende Belastung auf die Wandflächen des Überbaus und des Freibords werden die Lasten aus dem Bereich D und Bereich E angesetzt.

Freibord:

$$Q_{Wi,FD} = 0,752 \text{ kN/m}^2 * 7\text{m} = 5,26 \text{ kN/m} \quad (34)$$

$$Q_{Wi,FE} = -0,47 \text{ kN/m}^2 * 7\text{m} = -3,29 \text{ kN/m} \quad (35)$$

Wandfläche:

$$Q_{Wi,WD} = 0,752 \text{ kN/m}^2 * 7\text{m} = 5,26 \text{ kN/m} \quad (36)$$

$$Q_{Wi,WE} = -0,47 \text{ kN/m}^2 * 7\text{m} = -3,29 \text{ kN/m} \quad (37)$$

Die Windlasten auf den Freibord werden horizontal auf die Tragschale angesetzt. Die Windlasten auf den Aufbau werden über das Kippmoment (M_K) vertikal auf die Tragschalen angesetzt.

$$Q_{Wi,1,k} = ((-Q_{Wi,WD} + Q_{Wi,WS}) * 2 * a_s/b) - DF_{we} * b/2 = -6,35 \text{ kN/m} \quad (38)$$

$$Q_{Wi,2,k} = ((Q_{Wi,WD} - Q_{Wi,WS}) * 2 * a_s/b) + DF_{we} * b/2 = 11,61 \text{ kN/m} \quad (39)$$

a_s : Abstand der resultierenden Windlast auf Aufbau zum Schwerpunkt des Schwimmkörpers (3,68 m)

b : Breite des Schwimmkörpers (7 m)

In Abbildung 27 sind die Einwirkungen aus Schnee und Wind dargestellt.

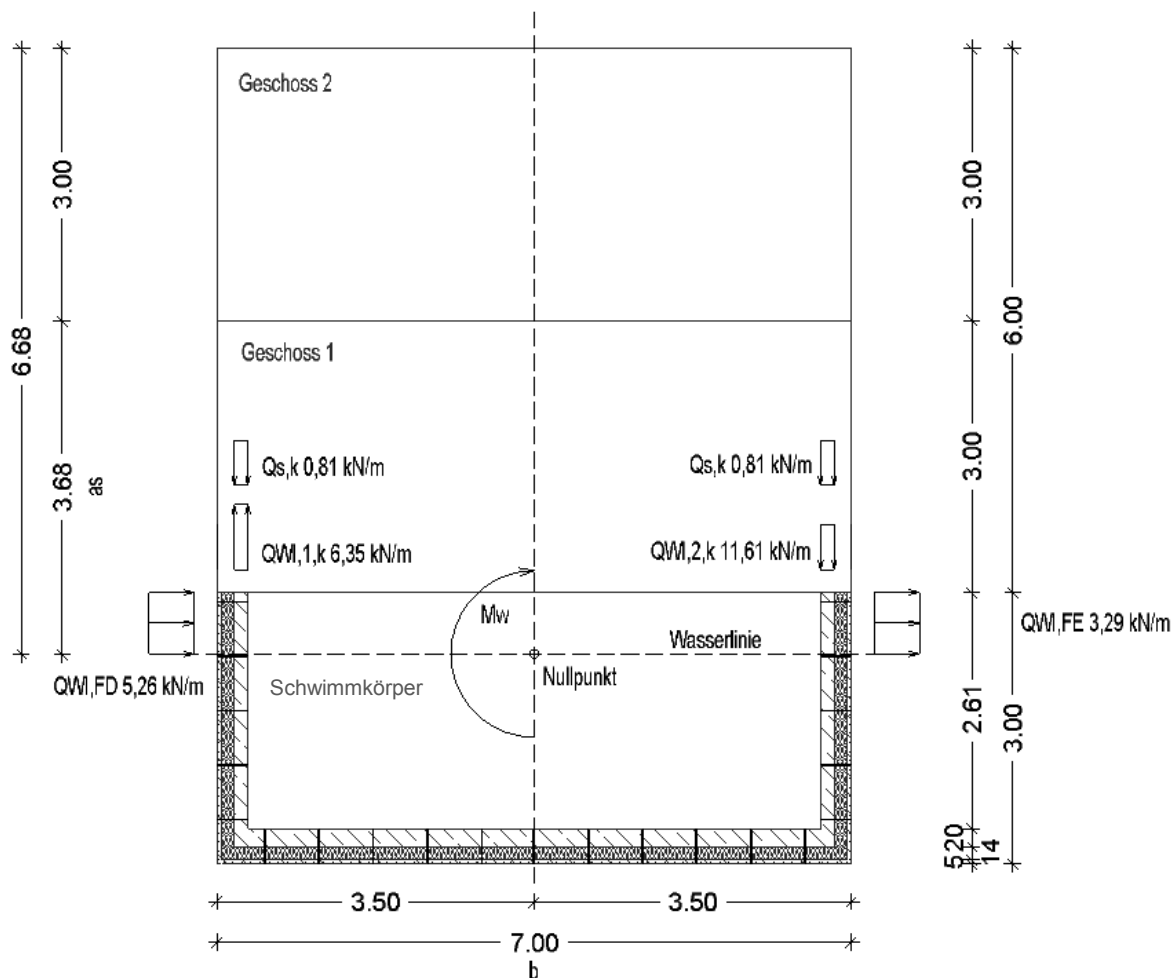


Abbildung 27: Schnee- und Windlasten

In den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen [17] werden Festlegungen für Wellenparameter und Wellenbelastung getroffen. Hierbei werden im Wasserbau, Bauwerke mit hohen und niedrigen Sicherheitsanforderungen gegen Überfluten oder Versagen unterschieden. Für hohe Anforderungen beträgt die charakteristische Wellenhöhe „ h_k “ das zweifache der kennzeichnenden Wellenhöhe „ $H_{1/3}$ “.

$$h_k = 2 * H_{1/3} = 2 * 0,6\text{m} = 1,2\text{m} \quad (40)$$

Zur Berechnung des Wellendrucks auf senkrechte Uferwände werden drei Belastungsarten unterschieden:

- die Welle bricht nicht,
- die Welle ist bereits gebrochen oder
- Wellen, die am Bauwerk brechen.

Ein Wellenbruch ist von zwei Faktoren abhängig:

- Überschreitung der Grenzsteilheit (Wellenhöhe/Wellenlänge h_{we}/L_{we}) oder
- Überschreitung des Verhältnisses von Wassertiefe zu Wellenlänge (d/L_{we}).

Die Überschreitungskriterien werden mit der Wellenperiode (T_{hwe}) bestimmt. Die Wellenperiode ist von der mittleren Wellenhöhe (h_{we}) und der mittleren Windgeschwindigkeit (w_{10}) abhängig. Die mittlere Wellenhöhe ist im Kapitel 4 mit 0,375 m berechnet. Die mittlere Windgeschwindigkeit wird nach der DIN EN 1991-1-4 NA [30] nach (41) berechnet.

$$w_{10} = 1,18 * v_b * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,12} = 28,1\text{m/s} \quad (41)$$

$$v_b = 22,5\text{m/s}$$

$$T_{hwe} = \frac{6,2 * w_{10} * \pi}{g} * \left[\frac{g * (h_{we})}{w_{10}^2}\right]^{0,625} = 1,95 \text{ 1/s} \quad (42)$$

Bei der Berechnung der Quotienten von Wellenhöhe zu Wellenlänge und Wassertiefe zu Wellenlänge wird $h_{we} = H$ gesetzt. Die Wassertiefe im Uferbereich wird mit 5 m angenommen.

$$H/g * T_{hwe} = \frac{0,375\text{m}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1,95 \left(\frac{1}{\text{s}}\right)^2} = 1,01 * 10^{-2} \quad (43)$$

$$d/g * T_{hwe} = \frac{5\text{m}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1,95 \left(\frac{1}{\text{s}}\right)^2} = 1,34 * 10^{-1} \quad (44)$$

Mit den berechneten Verhältnissen wird in folgenden Diagramm 5 überprüft, ob ein Wellenbruch zu erwarten ist.

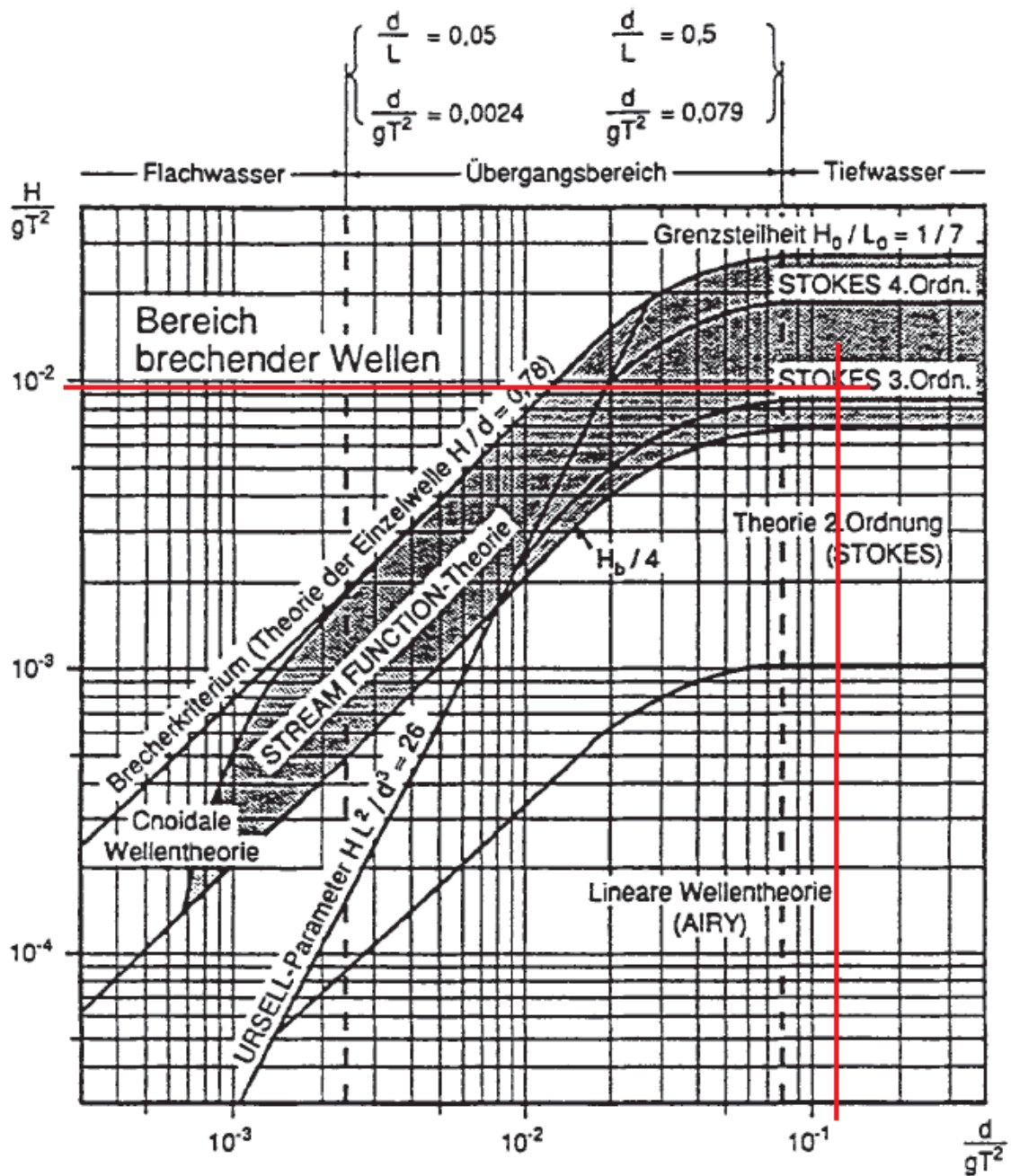


Diagramm 5: Bestimmung der Belastungsart einer Welle [31]

Im vorliegenden Fall werden nicht brechende Wellen auf den Schwimmkörper treffen. Die vorherrschende Einwirkung auf den Schwimmkörper entsteht durch den Wasserüberdruck des Wellenberges.

Für die Berechnung bei rechtwinkligem Wellenangriff wird das Verfahren nach Sainflou nach der EAU 2004 [17] Abbildung 28 verwendet.

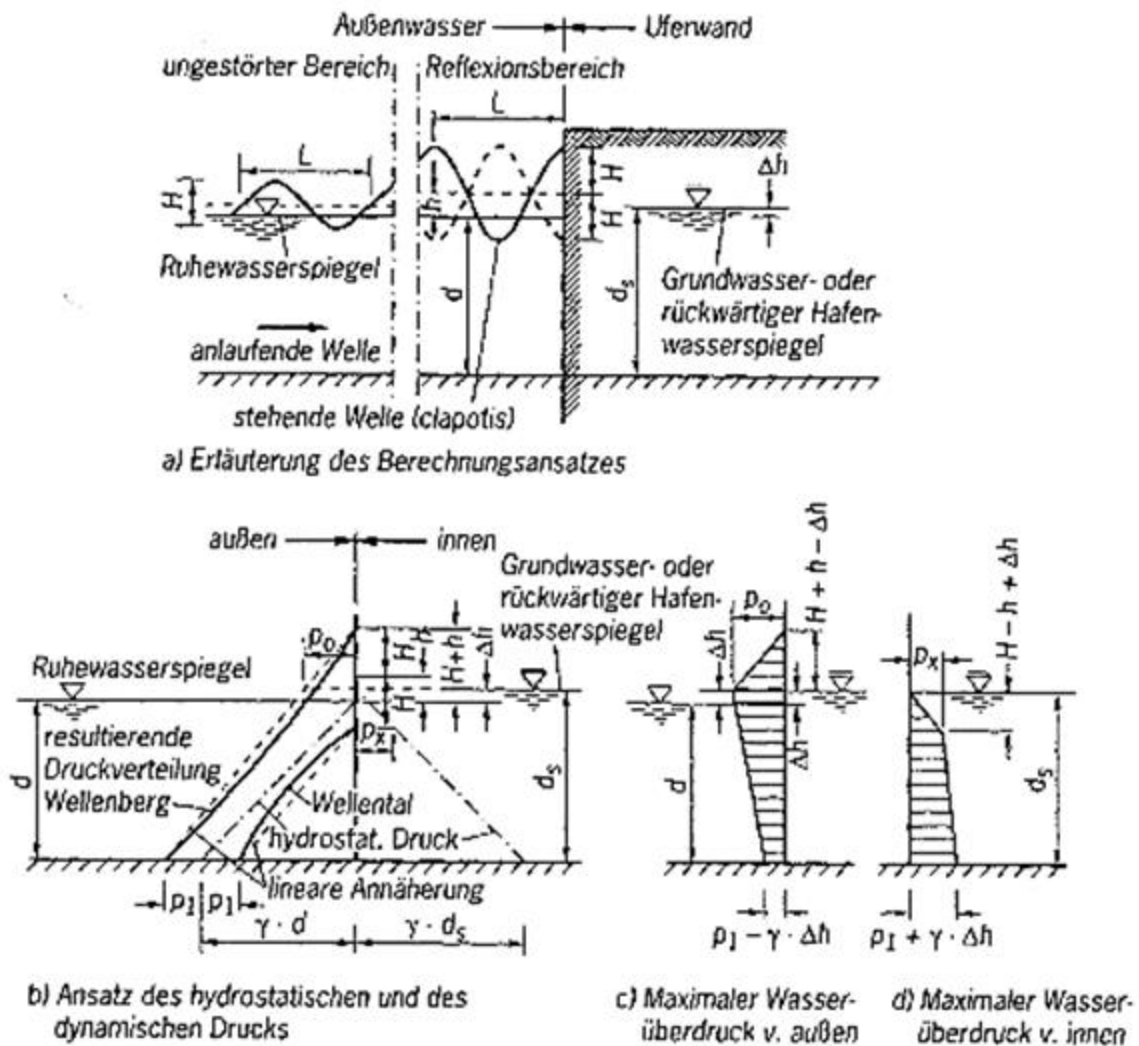


Abbildung 28: Berechnung der Wellenlast nach Sainflou [17]

Die in Abbildung 28 dargestellten Parameter werden folgend berechnet.

Die Wellenhöhe wird für den ungünstigsten Fall der charakteristischen Wellenhöhe gleich gesetzt.

$$H = h_k = 1,2\text{m} \tag{45}$$

$$T_H = \frac{6,2 * w_{10} * \pi}{g} * \left[\frac{g * H}{w_{10}^2} \right]^{0,625} = 4,03 \frac{1}{\text{s}} \tag{46}$$

Die Wellenlänge wird nach (47) berechnet.

$$L = \frac{g * T_H^2}{2 * \pi} * \tanh \left(\frac{2 * \pi * d}{T_H} \right) = \frac{9,81 \text{ m/s}^2 * 4,03^2}{2 * \pi} * \tanh \left(\frac{2 * \pi * 5\text{m}}{4,03} \right) = 25,36\text{m} \tag{47}$$

Im Reflexionsbereich steigt der Wasserspiegel an. Die Höhendifferenz (h) wird nach (48) berechnet.

$$h = \frac{\pi * H^2}{L} * \coth \frac{2 * \pi * d}{L} = \frac{\pi * 1,2m^2}{25,36m} * \coth \frac{2 * \pi * 5m}{25,36m} = 0,21m \quad (48)$$

Δh : ist die Höhendifferenz zwischen dem Ruhewasserspiegel der zum See zeigenden Bauwerksseite und dem Wasserspiegel der zum Ufer zeigenden Bauwerksseite.

Da sich der Schwimmkörper unterschiedlichen Wasserspiegeln anpassen kann ist keine Höhendifferenz vorhanden.

$$\Delta h = 0 \quad (49)$$

$$\gamma_w = g * \rho_w = 9,81m/s^2 * 1000kg/m^3 = 9,81kN/m^3 \quad (50)$$

Aus der periodischen Wellenbewegung ergeben sich unterschiedliche Wasserdrücke auf den Schwimmkörper. Die folgend berechneten Wasserdrücke gelten als Differenzdruck zum statischen Wasserdruck. Bei einem Wellenberg werden die Druckdifferenzen auf den statischen Wasserdruck addiert und bei einem Wellental subtrahiert. Die Verteilung des Wasserdrucks wird vom Grund des Sees bis zum Wellenberg als linear angenommen.

Die Druckerhöhung (p_1), (Wellenberg) bzw. –verringern (Wellental) wird am Grund, der Welle zugewandten Schwimmkörperseite angesetzt und nach (51) berechnet.

$$p_1 = \gamma_w * \frac{H}{\cosh \left(\frac{2 * \pi * d}{L} \right)} = 9,81kN/m^3 * \frac{1,2m}{\cosh \left(\frac{2 * \pi * 5m}{25,36m} \right)} = 6,29kN/m^2 \quad (51)$$

Die maximale Wasserüberdruckordinate (p_0) wirkt in Höhe des Wasserspiegels der Land zugewandten Schwimmkörperseite. Die Wasserdruckdifferenz wird nach (52) berechnet.

$$\begin{aligned} p_0 &= (p_1 + \gamma_w * d) * \frac{H + h - \Delta h}{H + h + d} \\ &= (6,29 kN/m^2 + 9,81kN/m^3 * 5m) * \frac{1,2m + 0,21 - 0m}{1,2m + 0,21 + 5m} \\ &= 12,17kN/m^2 \end{aligned} \quad (52)$$

Die Wasserüberdruckordinate in Höhe des Wellentals wird nach (53) berechnet.

$$p_x = \gamma_w * (H - h + \Delta h) = 9,81kN/m^3 * (1,2m - 0,21m + 0m) = 9,71kN/m^2 \quad (53)$$

Die berechneten Wasserdruckdifferenzen werden über die Breite des Schwimmkörpers auf eine Linienlast umgerechnet.

$$p_{1,k} = p_1 * 7m = 44,03kN/m \quad (54)$$

$$p_{0,k} = p_0 * 7m = 85,19 kN/m \quad (55)$$

$$p_{x,k} = p_x * 7m = 67,97 kN/m \quad (56)$$

Die Druckerhöhung (p_1) wirkt am Grund des Sees. Über den linearen Kraftverlauf wird die Linienlast auf die Unterkante des Wandquerschnitts umgerechnet.

$$p_{1,u,k} = \left(\frac{(p_{0,k} - p_{1,k})}{5\text{m}} * (5\text{m} - 2,32\text{m}) \right) + p_{1,k} = 66,09 \text{ kN/m} \quad (57)$$

In Abbildung 29 sind die statischen Einwirkungen aus nicht brechenden Wellen dargestellt. Der dynamische Lastfall bildet sich durch eine Superposition mit dem ständigen hydrostatischen Wasserdruck (vgl. Abbildung 30 und Abbildung 31). In der Bemessung wird der Anteil des hydrostatischen Wasserdrucks als ständige Einwirkung und der hydrodynamische Wasserdruck als veränderliche Einwirkung angesetzt.

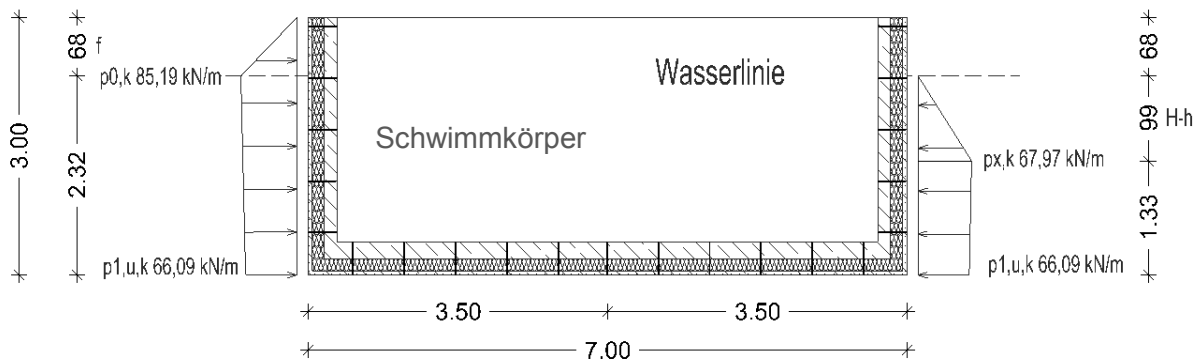


Abbildung 29 statische Einwirkung aus nicht brechenden Wellen

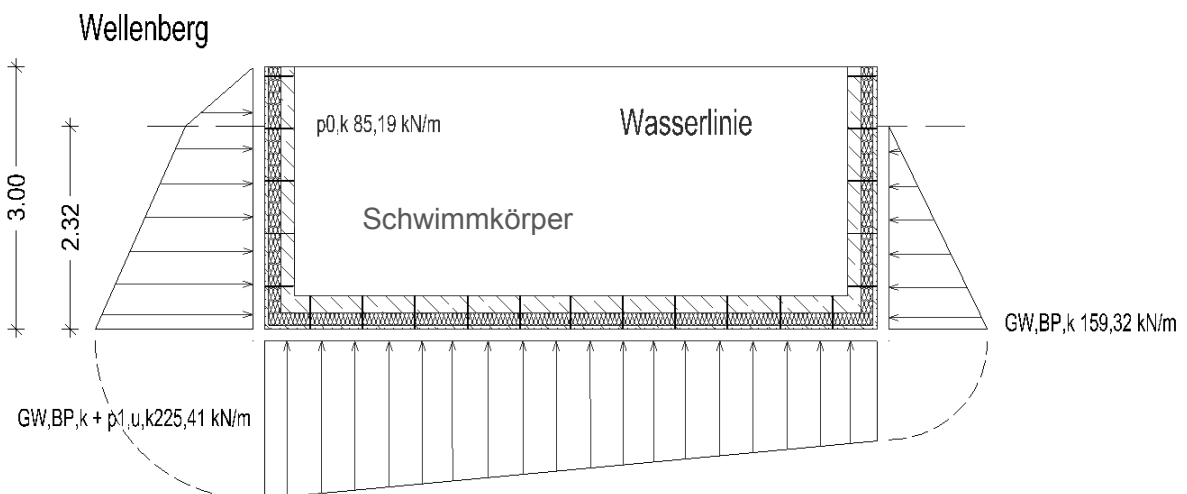


Abbildung 30: dynamische Wellenbelastung (Wellenberg)

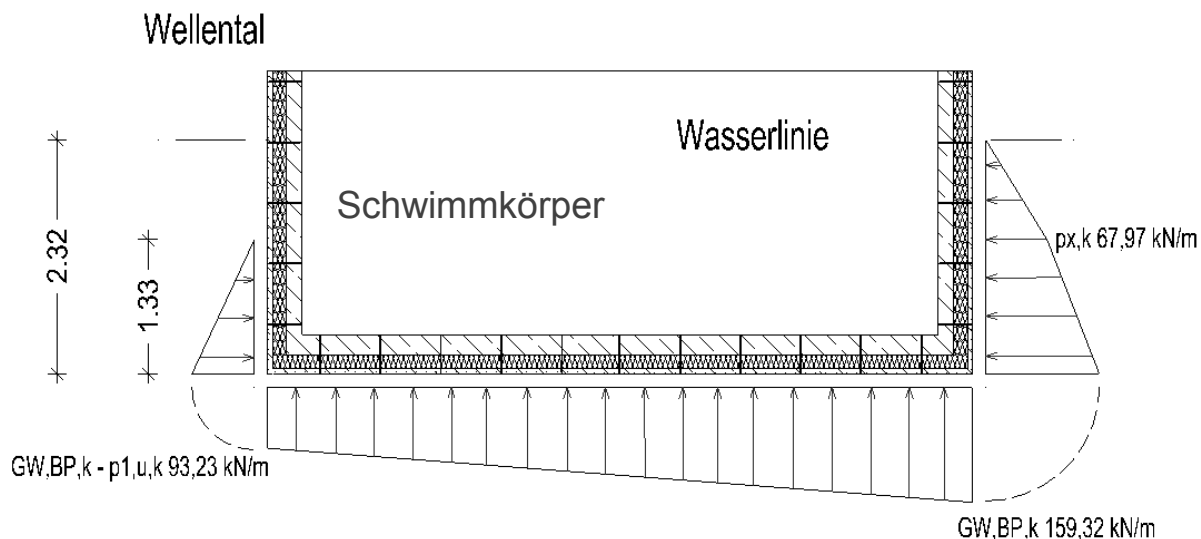


Abbildung 31: dynamische Wellenbelastung (Wellental)

Bei den Temperatureinwirkungen auf den Schwimmkörper werden zwei Lastfälle unterschieden. Im ersten Fall wird die Temperaturdifferenz über der Vorsatzschalenhöhe nach den saisonalen Außentemperaturen nach DIN 19702 [13] ermittelt. Die Außentemperaturen werden in der DIN 19702 [13] in luftseitige und wasserseitige Oberfläche unterteilt. Für luftseitige Oberflächen von massiven Bauteilen wird eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = \pm 25 \text{ K}$ und für wasserseitige Oberflächen von massiven Bauteilen eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = \pm 15 \text{ K}$ angesetzt. Im Sommer und im Winter ergeben sich folgende Oberflächentemperaturen (vgl. Tabelle 14).

Tabelle 14: Umgebungstemperaturen für Massivbauwerke im Wasserbau

	Sommer	Winter
luftseitige Oberfläche (T_{outl})	35°C	-15°C
wasserseitige Oberfläche (T_{outw})	25°C	-5°C

Am Wandquerschnitt des Schwimmkörpers ergeben sich Temperaturunterschiede über die Höhe der Vorsatzschale. Im Übergangsbereich von luftseitiger Oberfläche (Freibord) zu wasserseitiger Oberfläche (Eintauchtiefe) stellt sich ein nicht-linearer Temperaturverlauf in der Vorsatzschale ein.

Der Temperaturverlauf wurde mit der Software „HEAT2“ simuliert. Die dafür benötigten Innenraumtemperaturen wurden der DIN EN 1991-1-5 [32] entnommen und sind in Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 15: Innenraumtemperaturen aus [32]

	Sommer	Winter
Innenraumtemperaturen (T_{in})	20°C	25°C

In Abbildung 32 ist der Wandaufbau mit vorliegender Wasserschicht als Simulationsgrundlage dargestellt. Aufgrund der konstanten Oberflächen und Innenraumtemperaturen ergibt sich ein stationärer Zustand.

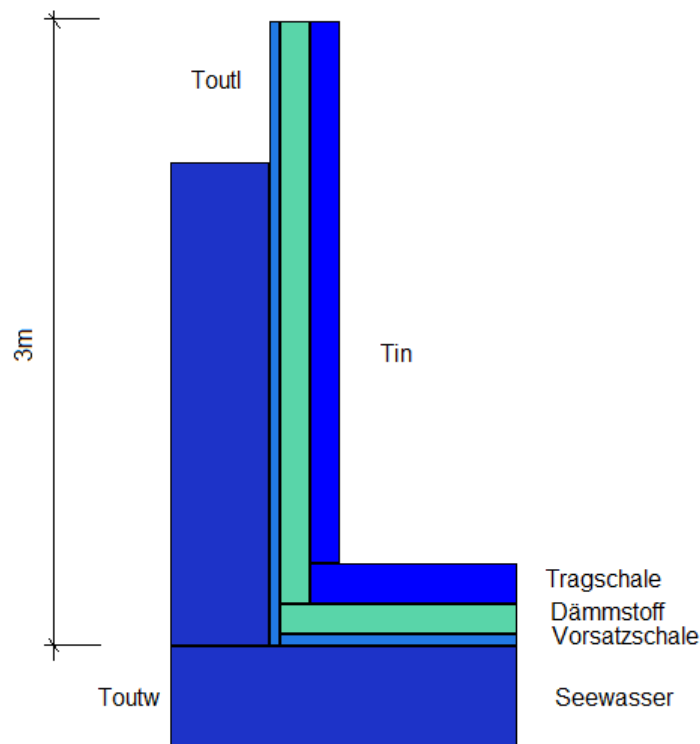


Abbildung 32: Wandaufbau mit Wasserschicht

In Abbildung 33 ist der nicht-lineare Temperaturverlauf über die Vorsatzschalenhöhe dargestellt. Auf der Y-Achse ist die Vorsatzschalenhöhe beginnend an der Oberkante des Schwimmkörpers dargestellt. Auf der X-Achse ist die vorherrschende Temperatur in der Schwerachse der Vorsatzschale dargestellt. Darin wird deutlich, dass sich im Sommer der Übergangsbereich von 0,4 m bis 1,4 m erstreckt. In den Bereichen ober- und unterhalb des Übergangsbereichs werden die Temperaturdifferenzen als konstant angenommen. Im Winter stellt sich unterhalb der Wasseroberfläche keine konstante Temperatur ein. Ebenfalls ist die Temperaturdifferenz zur Aufstelltemperatur geringer als im Sommer. Ein Grund für den unterschiedlichen Temperaturverlauf ist die größere Temperaturdifferenz von Innenraum zur wasserseitigen Oberfläche.

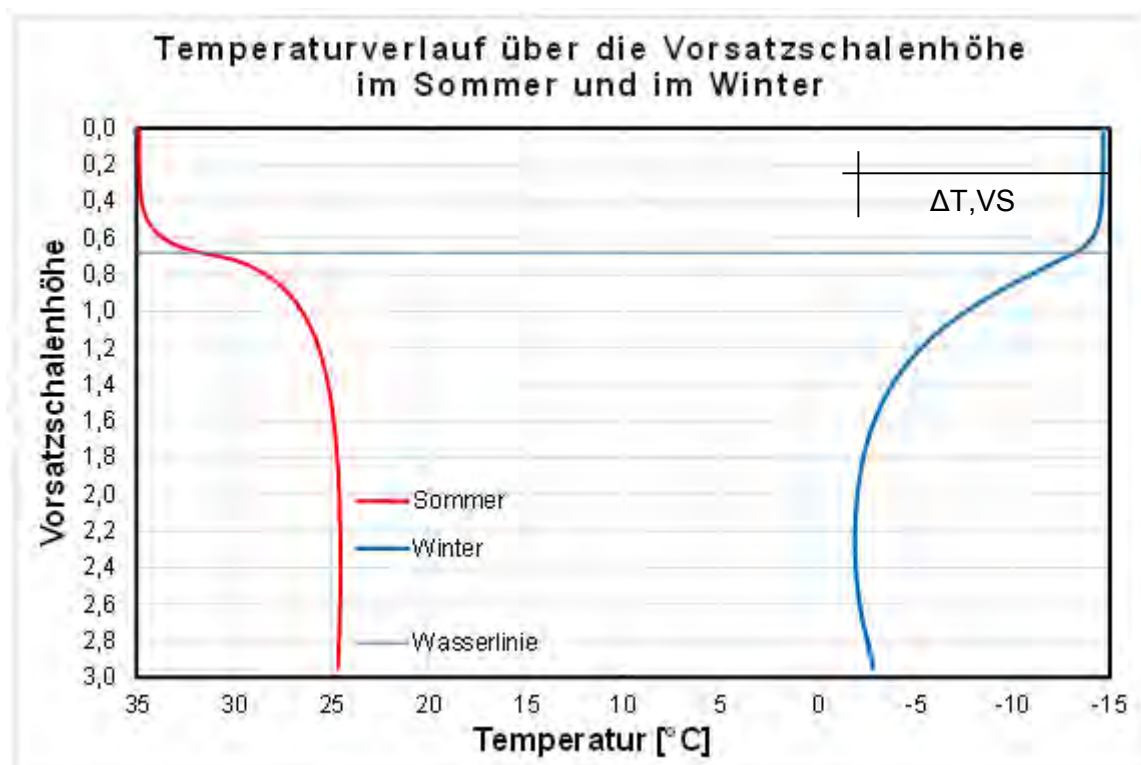


Abbildung 33: Nicht-linearer Temperaturverlauf über die Vorsatzschalenhöhe

Zur Bestimmung der Temperatureinwirkung über die Vorsatzschalenhöhe wird die Temperaturdifferenz des winterlichen Temperaturverlaufs verwendet. Die maßgebende Temperaturdifferenz ergibt sich von 0,0 m zu 2,20 m (vgl. Tabelle 16).

Tabelle 16: Temperaturdifferenzen über die Vorsatzschalenhöhe

Höhe [m]	ΔT_{VS} [K]
0,0 – 2,2	12,35

Anhand der weichen Verbindung von Tragschale zu Vorsatzschale wird aus der Temperaturdifferenz aus Tabelle 16 eine Dehnungsdifferenz der Vorsatzschale berechnet. Über die Wärmedehnzahl (α_T) für Beton Temperaturdifferenz wird die Dehnungsdifferenz bestimmt (58). Die Wärmedehnzahl ist der DIN EN 1991-1-5 [32] entnommen.

$$\epsilon_{T,VS} = \alpha_T * \Delta T_{VS} = 10 * 10^{-6} \frac{1}{K} * 12,35K = 1,24 * 10^{-4} \tag{ 58 }$$

Im zweiten Lastfall werden die Verformungen der Vorsatzschale über die Temperaturdifferenz zwischen Vorsatz- und Tragschale ermittelt. In Abbildung 34 ist der Temperaturverlauf über die Querschnittsbreite des Schwimmkörpers dargestellt. Anhand der berechneten Temperaturdifferenz von 38,25 K wird über die Wärmedehnzahl (α_T) ein temperaturabhängiger Dehnungskoeffizient berechnet (59).

$$\varepsilon_{T,V+T} = \alpha_T * \Delta_{T,V+T} = 10 * 10^{-6} \frac{1}{K} * 38,25K = 3,82 * 10^{-4} \quad (59)$$

Aus den errechneten Dehnungskoeffizienten beider Lastfälle und deren Bauteillängen wird eine gesamte Längendifferenz der Vorsatzschale berechnet (60). Die Bauteillänge für Lastfall 1 ist mit 2,20 m zu wählen. Die anzusetzende Länge von Lastfall 2 ist von der Lagerung der Vorsatzschale abhängig. Die Vorsatzschale wird gleitend auf der Dämmschicht und eingespannt an der unteren Ecke angenommen. Durch die Einspannung kann sich die Vorsatzschale von dieser Ecke zum oberen Schwimmkörperrand hin ausdehnen. Die Länge der Vorsatzschale wird mit 3 m angesetzt.

$$\begin{aligned} \Delta l_T &= \varepsilon_{T,VS} * l_{VS} + \varepsilon_{T,V+T} * l_{V+T} \\ &= (1,24 * 10^{-4} * 2200\text{mm} + 3,82 * 10^{-4} * 3000\text{mm}) = 1,42\text{mm} \end{aligned} \quad (60)$$

Diese Verschiebung muss von den GFK-Verbindungsankern aufgenommen werden. Nach der bauaufsichtlichen Zulassung der Schöck Thermoanker [33] ist eine Verformung der Anker quer zur Stabachse von 3,7 mm zulässig.

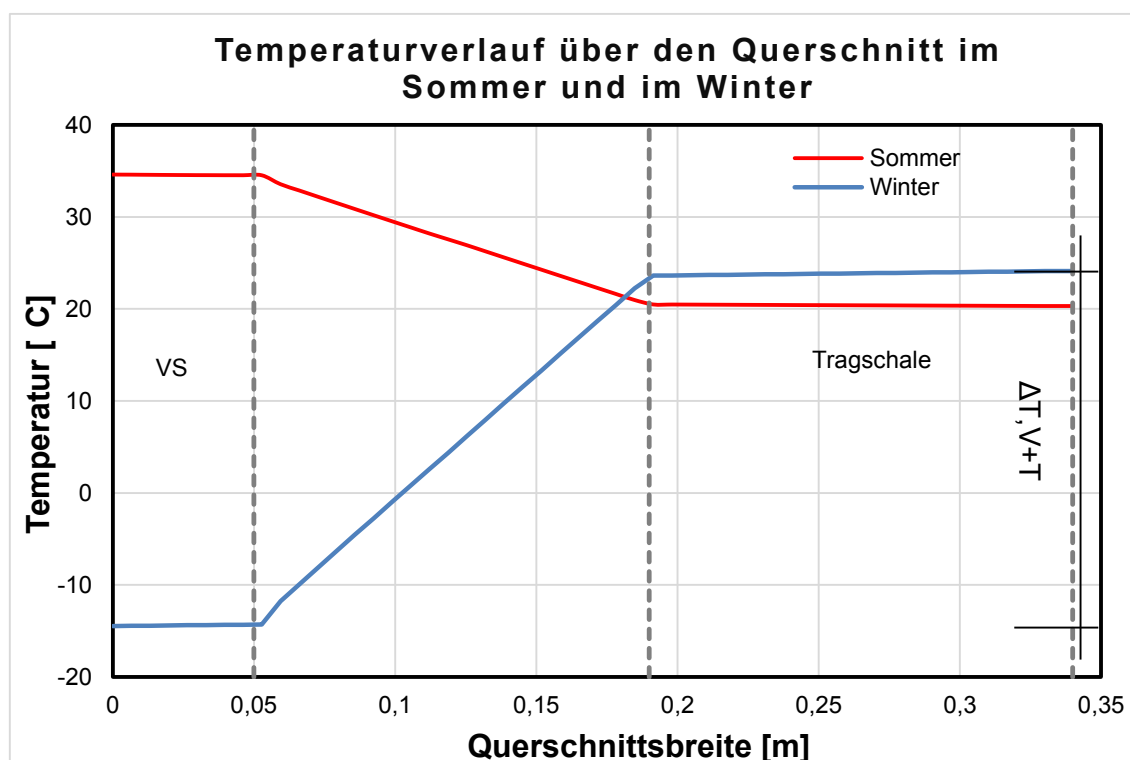


Abbildung 34: Temperaturverlauf zwischen Vorsatz- und Tragschale im Sommer und im Winter

7.2.3 Außergewöhnliche charakteristische Einwirkungen (A_K)

Aus Kapitel 4 wird die Eislast aus thermischen Eisdruck einer geschlossenen Eisdecke, als außergewöhnliche Einwirkung auf den Schwimmkörper erfasst.

Die daraus entstehende Einwirkung ist abhängig von der Eisdicke und den klimatischen und örtlichen Umgebungsbedingungen. In (61) wird eine Linienlast infolge thermischen Eisdruck berechnet. Dafür wurden Wetterdaten des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur [34] des Jahres 2013 für den Standort Cottbus entnommen.

$$F_{\text{therm}} = 9 * h_E * (T_0 + 1) * \sqrt[3]{\frac{T_0}{t_E} * (T_0 + 1)^2} \quad (61)$$

$$F_{\text{therm}} = 9 * 0,113\text{m} * (6,72\text{K} + 1) * \sqrt[3]{\left(\frac{6,72}{7,11}\right) * (6,72 + 1)^2} = 30,1\text{kN/m}$$

h_E : Dicke der Eisdecke

T_0 : gemittelte Eistemperatur in der Frostperiode (Absoluter Wert)

t_E : Zeit in Stunden, in der sich das Eis erwärmt

Nach Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferbefestigungen“ Häfen und Wasserstraßen [17] ergibt sich die Eisdicke für Binnengewässer aus Formel (62):

$$h_E = \sqrt{\sum T} \quad (62)$$

$\sum T$: Summe der durchschnittlichen Tagestemperaturen unter 0°C einer Frostperiode

Daraus ergibt sich für die längste Frostperiode eine Eisdicke von 11,3 cm. Die mittlere Eistemperatur wird aus den Temperaturen der Frostperiode berechnet. Aus den mittleren Sonnenstunden in der Frostperiode pro Tag wird die Zeit in der sich das Eis erwärmt berechnet. Mit einer mittleren Eistemperatur von $-6,72^\circ\text{C}$ und den durchschnittlichen Sonnenstunden pro Tag von 7,11 Stunden berechnet sich nach Formel (61) eine Eislast von 30,1 kN/m. Die Eislast wirkt in Höhe der Wasserlinie über die Eisdicke.

7.3 Fazit

Mit den vorstehenden Erläuterungen wurden die maßgebenden Einwirkungen für einen Schwimmkörper mit den Außenabmessungen 7 m x 7 m x 3 m vorgestellt. Für die Einstufung der Eislast als außergewöhnliche Einwirkung auf den Schwimmkörper, ist in den nächsten Arbeitsschritten die Untersuchung der thermisch aktivierten Vorsatzschale vorzunehmen. Die zusätzliche temperaturbedingte Einwirkung über die Vorsatzschalenhöhe kann von den Verbindungsmitteln aufgenommen werden.

8 Untersuchungen zur thermisch aktivierten Vorsatzschale

8.1 Funktionsweise des Wärmetauschers

Eine thermisch aktivierte Vorsatzschale erfüllt den Zweck eines Wärmetauschers. Der Wärmetauscher wird als Teil der Vorsatzschale des Wandquerschnitts vorgesehen. Über Rohrregister wird die Wärmeenergie aufgenommen oder abgegeben. Im Sommer erfolgt der Wärmeaustausch vom Wohnraum in die Vorsatzschale, um den Kühleffekt des umliegenden Wassers auszunutzen. Im Winter wird der Wärmetauscher zur Sicherstellung der Eisfreiheit genutzt. Die Funktionsweise eines Wärmetauschers kann mit der einer Flächenheizung verglichen werden.

8.2 Zielstellung

Wärmetauscher werden nach ihrer Fähigkeit, Wärme abzugeben oder Kälte aufzunehmen beurteilt. Je höher die spezifische Leistung des Wärmetauschers ist, desto schneller kann thermische Energie übertragen werden. Ziel ist es, ein numerisches Simulationsmodell zu entwickeln um die spezifische Leistung eines Wärmetauschers zu berechnen. Dafür wird der Einfluss einzelner Parameter auf die spezifische Leistung eines Wärmetauschers untersucht. In Vorbereitung auf einen Kleinkörperversuch wird ein Messkonzept vorgestellt, womit die spezifische Leistung eines Wärmetauschers ermittelt werden kann. Basierend auf den Erkenntnissen der Parameterstudie und des Messkonzeptes wird ein plattenförmiger Versuchskörper dimensioniert und baulich umgesetzt. Der Versuchskörper wird in einem See unter realitätsnahen Bedingungen untersucht. Mit den Versuchsergebnissen wird das numerische Simulationsmodell validiert.

8.3 Parameterstudie

Die Parameterstudie stützt sich auf die Berechnung der spezifischen Leistung einer Flächenheizung nach der DIN EN 1264 „Raumflächenintegrierte Heiz- und Kühlsysteme mit Wasserdurchströmung“ [35]. Die spezifische Leistung (\dot{Q}) ist nach den Querschnittsvorgaben aus Abbildung 12, Kapitel 5 berechnet und von folgenden Parametern abhängig:

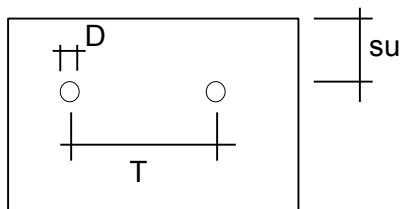
- der Rohrteilung (T),
- der Betonüberdeckung (s_u) der Rohre,
- der Wärmeleitfähigkeit des Rohrmantels (λ_R),
- der Wärmeleitfähigkeit der Tragschicht (λ_E),
- dem Volumenstrom (m) des Heiz- bzw. Kühlmediums und
- der Temperaturdifferenz zwischen Vorlauf- und Umgebungstemperaturen.

Die Materialdaten der Rohrleitung sind dem technischen Datenblatt der Firma Uponor [36] entnommen. Die Rohrteilung (T) ist abhängig vom Rohrdurchmesser und dem Rohrkrümmungsradius. Der minimale Biegeradius sollte 50-mal dem Rohrdurchmesser bei einer Rohrkrümmung von 90° entsprechen. Die Verlegeart der Rohrregister entscheidet über die maximale Rohrkrümmung. Für die Parameterstudie wird eine Mäanderverlegung mit einem maximalen Winkel von 180° gewählt. Bei einem Rohrdurchmesser von 10,1 mm ergibt sich eine minimale Rohrteilung zu 10 cm.

Die Betonüberdeckung (s_u) ist minimal auf 1 cm und maximal auf 5 cm festgelegt. Die Betondeckung von 1 cm ergibt sich aus den Anforderungen zur Sicherung des Verbundes. Die Wärmeleitfähigkeit des Rohrmantels (λ_R) variiert mit den Materialien Kunststoff PE-X, P-RT, Stahl und Kupfer. Die Wärmeleitfähigkeit der Tragschicht (λ_E) ist mit 2,0 W/mK für einen Beton mit hoher Rohdichte in der DIN EN ISO 10456 [37] angegeben. Auf eine Variation dieses Parameters wird verzichtet, da für die Vorsatzschale kein anderer Werkstoff vorgesehen ist.

Mit den Folgenden Varianten wird der Einfluss der Parameter auf die spezifische Leistung einer Flächenheizung ermittelt.

- D20_T20 Rohrdurchmesser 20 mm; Rohrteilung 20 cm
- D10_T10 Rohrdurchmesser 10 mm; Rohrteilung 10 cm
- D10_T15 Rohrdurchmesser 10 mm; Rohrteilung 15 cm
- D10_T20 Rohrdurchmesser 10 mm; Rohrteilung 20 cm
- Typ D Rohrregister als Kapillarrohrmatte ausgeführt



Bezeichnung der Querschnittsparameter

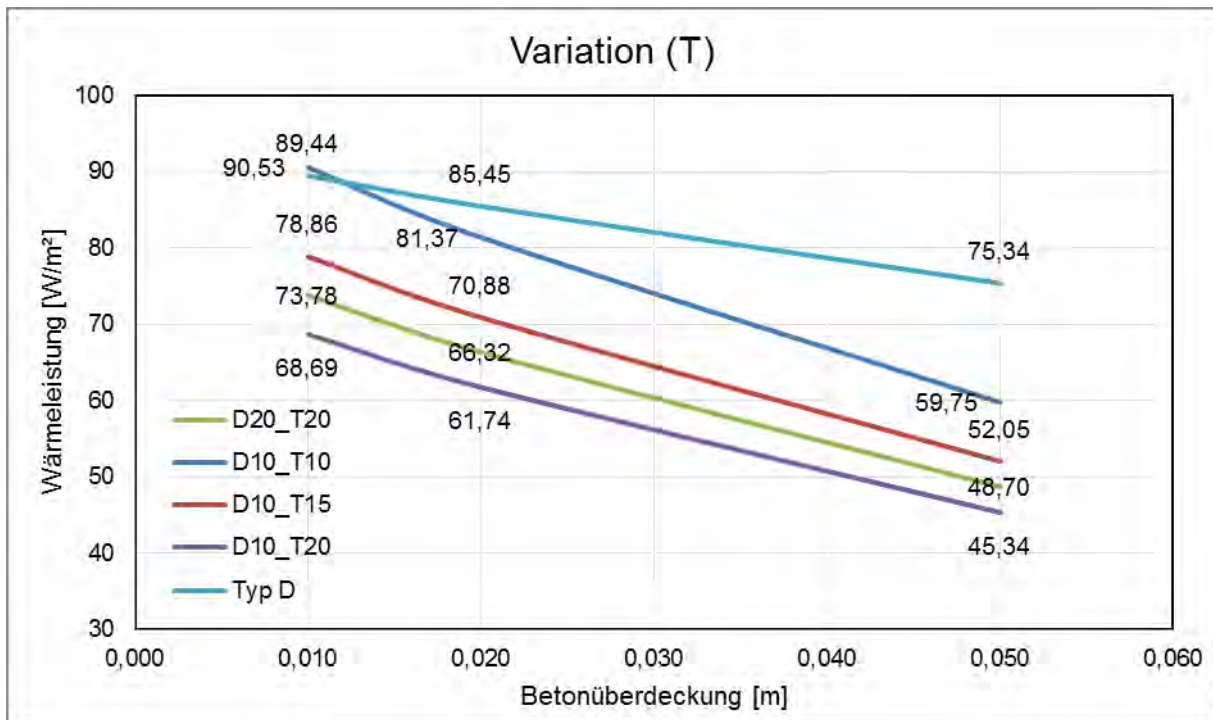


Diagramm 6: spezifische Leistung/Fläche in Abhängigkeit der Rohrteilung T

In Diagramm 6 werden die Auswirkungen von Betondeckung, Rohrteilung und Rohrdurchmesser auf die spezifische Leistung einer Flächenheizung deutlich. Die Wärmeleitfähigkeit des Rohrmantels (λ_R) bleibt konstant und beträgt $0,35 \text{ W/(mK)}$. Die leistungsstärksten Systeme sind die mit geringem Rohrdurchmesser und kleinstmöglicher Rohrteilung. Jedoch ist das Mono-Rohr „D10_T10“ mit einer Betondeckung von 1 cm vergleichbar mit einer Kapillarrohrmatte.

Der Leistungsabfall mit größer werdender Betondeckung ist mit der Temperaturwelligkeit der Wärmeenergie zu erklären. Die Temperaturwelligkeit beschreibt den Effekt der ungleichmäßigen Oberflächenerwärmung bei einer Flächenheizung mit Rohrregistern. Bei einer Kapillarrohrmatte verliert der Effekt der Temperaturwelligkeit, durch den engen Rohrabstand, an Einfluss. Der Leistungsabfall ist bei diesem System schwächer ausgeprägt. Die Verdopplung der Betonüberdeckung von 1 cm auf 2 cm hat eine Verringerung von (\dot{Q}) um 11 % zur Folge. Das ist mit dem höheren Wärmedurchgangswiderstand zu erklären.

Eine Erhöhung von (T) um 10 cm auf 20 cm bei gleichem Rohrdurchmesser verringert die spezifische Leistung um bis zu 25 %. Der Leistungsabfall ist ebenfalls durch die Temperaturwelligkeit zu erklären.

Im Vergleich von „D10_T10“ und „D20_T20“ bei gleicher Betonüberdeckung ist ein Leistungsabfall von 19 % zu erkennen. Der im Vergleich geringere Leistungsabfall von Variation T10 zu T20 ist mit dem erhöhten Rohrdurchmesser und der daraus höheren Mantelfläche erklärbar.

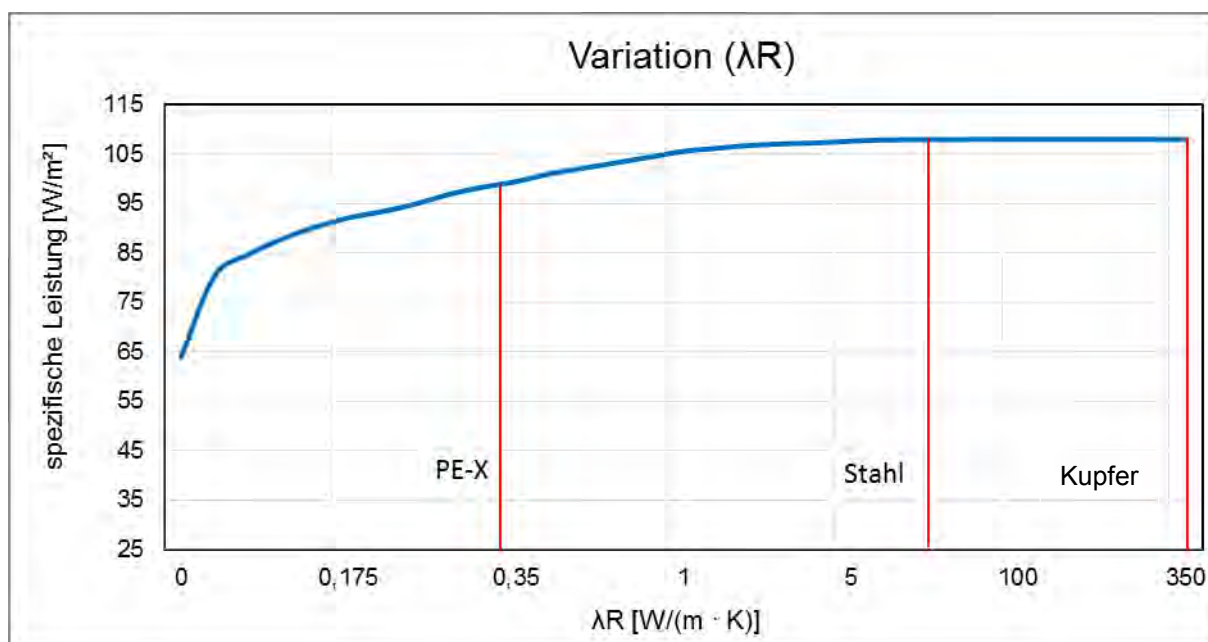


Diagramm 7: spezifische Leistung in Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit des Rohrmaterials (λ_R)

In Diagramm 7 ist der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit des Rohrwerkmantels dargestellt. Die spezifische Leistung wurde auf Grundlage der Variation D10_T10 ermittelt. Bei einer Wärmeleitfähigkeit im Bereich von 0 – 5 W/(m·K) ist der Einfluss des Rohrwerkstoffes sehr hoch. Dies ist auch an der Steigung der Funktion sichtbar. Ab einer Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_R = 5$ W/(m·K) nähert sich der Verlauf der Funktion einem Grenzwert an. Dieses Verhalten ist mit dem größer werdenden Verhältnis von λ_R zu λ_E zu erklären. Je größer die Spanne, desto geringer ist der Einfluss von λ_R auf die spezifische Leistung des Gesamtsystems.

Mit dem Einsatz Stahl (52 W/mK) anstatt PE-X (0,35 W/mK) ist eine Leistungssteigerung von 15 % möglich. Bei einem Einsatz von Kupfer (390 W/mK) ist eine Leistungssteigerung von 16 % möglich, obwohl sich die Wärmeleitfähigkeit des Rohrmateriales mehr als vertausendfacht.

Im Folgenden wird der Wärmeübergangskoeffizient (α_w) vom, im Rohr fließenden Wasser zur Rohrwandung untersucht und in Bezug auf den Wärmeübergang optimiert. Der Wärmeübergangskoeffizient von Fluiden zu Feststoffen wird mit der Formel (70) berechnet. Der Wärmeübergangskoeffizient ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit des Fluids im Rohrquerschnitt. Je nach Fließgeschwindigkeit ändert sich die Strömungsart. Über die Reynoldszahl (RE) (63) wird die Fluidströmung in laminare Strömung und turbulente Strömung unterteilt (64). In Abhängigkeit der Strömungsart wird die Nußelt-Zahl ermittelt (65) oder (66). In der Nußelt-Zahl ist die Rohrreibung und der K-Faktor enthalten (67) und (68). Die Prandtl Zahl berücksichtigt die Stoffgrößen beim Wärmeübergang (69).

$$RE = \frac{v * d * \rho}{\eta} \quad (63)$$

v : Fließgeschwindigkeit [m/s]
 d : Rohrdurchmesser [m]
 ρ : Rohdichte von Wasser [kg/m³]
 η : dynamische Viskosität von Wasser [Pa·s] berechnet.

$$Re < 2300 ; \text{laminare Strömung} \quad (64)$$

$$Re > 2300 ; \text{turbulente Strömung}$$

$Re < 2320$:

$$Nu = \left[49,37 + \left(Re * Pr * \frac{d}{L} \right)^{\frac{1}{3}} - 0,7^3 \right]^{\frac{1}{3}} * K \quad (65)$$

$Re > 2320$:

$$Nu = \frac{\frac{\xi}{8} * (Re - 1000) * Pr}{1 + 12,7 * \left(Pr^{\frac{2}{3}} - 1 \right) * \sqrt{\frac{\xi}{8}}} * \left[1 + \left(\frac{d}{L} \right)^{\frac{2}{3}} \right] * K \quad (66)$$

Pr : Prandtl Zahl
 L : Rohrlänge
 K : Faktor zur Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Fluiden und Feststoffen
 ξ : Rohrreibung

$$\xi = (0,79 * \ln(Re) - 1,64)^{-2} \quad (67)$$

$$K = \left(\frac{Pr_W}{Pr_F} \right)^{0,11} \quad (68)$$

$$Pr = \frac{\eta * cp}{\lambda_f} \quad (69)$$

Pr_F : Prandtl Zahl bei Feststofftemperatur
 Pr_W : Prandtl Zahl bei Fluidtemperatur (Wasser)

$$\alpha_w = \frac{Nu * \lambda_f}{d} \quad (70)$$

- Nu : Nußelt-Zahl
 λ_f : Wärmeleitfähigkeit Fluid
 d : Rohrdurchmesser

Im Diagramm 8 ist die Abhängigkeit des Wärmeübergangskoeffizienten von Fluid zur Rohrwandung von der Fließgeschwindigkeit des Fluides dargestellt. Auf der x-Achse ist die Fließgeschwindigkeit in [m/s] und auf der y-Achse der Wärmeübergangskoeffizient in [W/(m²·K)] dargestellt. Dabei wird deutlich, wie stark der Wärmeübergangskoeffizient von der Fließgeschwindigkeit abhängig ist. Die Wärmeübertragung variiert um bis zu 77% im Bereich von 0,379 m/s zu 0,382 m/s. Die steigende Wärmeübertragung lässt sich mit dem Wechsel der Strömungsart erklären. Bei einer laminaren Strömung verlaufen die Fluidpartikel parallel zur Rohrwandung. Bei einer turbulenten Strömung erfolgt eine bessere Durchmischung der Fluidpartikel, wodurch mehr thermische Energie übertragen werden kann.

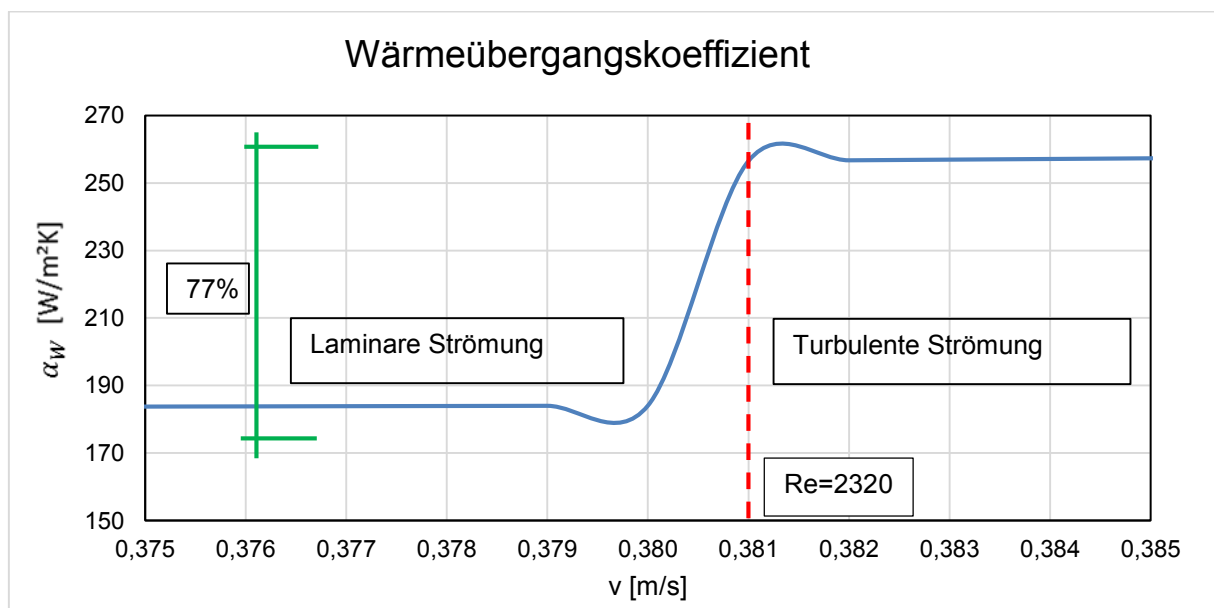


Diagramm 8: Abhängigkeit des Wärmedurchgangskoeffizienten vom Wasser zur Rohrwandung von der Fließgeschwindigkeit im Übergangsbereich für Rohrdurchmesser 10 mm

In den Untersuchungen von Humpal „Die thermische Bauteilaktivierung“ [38] wird gezeigt, dass die Leistung eines Rohrregisters im Bereich einer turbulenten Strömung stagniert und die Zunahme der Leistung von laminarer zu turbulenter Strömung geringer ausfällt.

In Diagramm 9 ist der Wärmedurchgangskoeffizient über einen Querschnitt aus einem Rohr mit einer 1 cm starken Betonschicht, in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit dargestellt. Dabei wird erkennbar, dass der Einfluss der Fließgeschwindigkeit auf den Wärmedurchgang in einem Querschnitt gering ist.

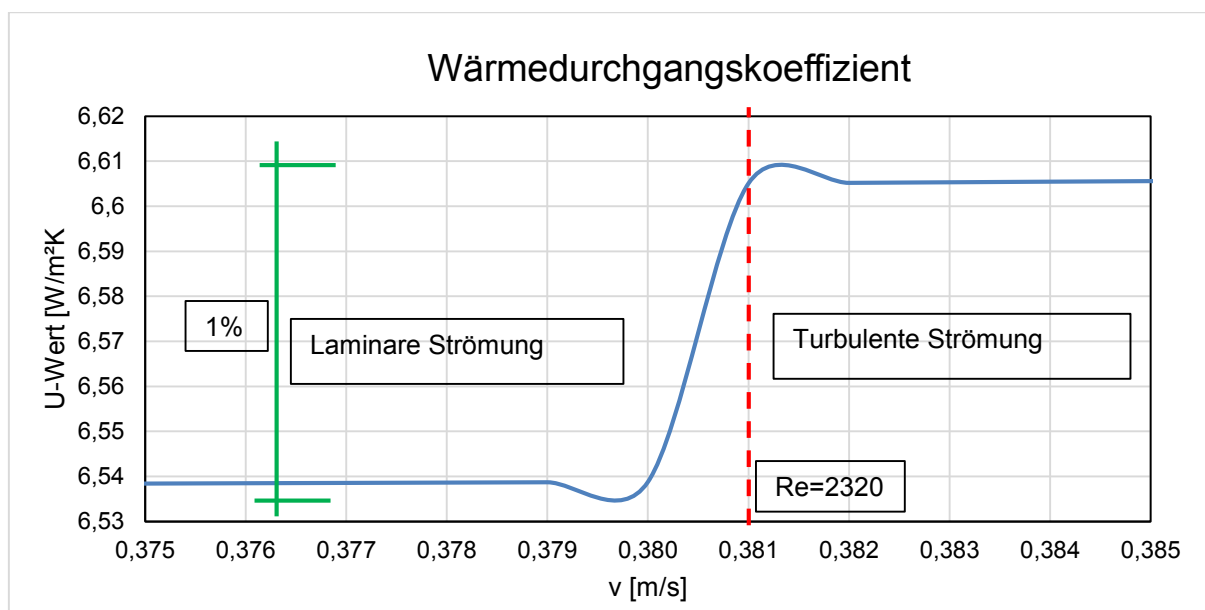


Diagramm 9: Wärmedurchgangskoeffizient über den gesamten Querschnitt in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit im Übergangsbereich für Rohrdurchmesser 10 mm

Anhand der Ergebnisse der Parameterstudie wird ein gleichmäßiges, oberflächennahes und engmaschiges Rohrregister bevorzugt. „Typ D“ und „D10_T10“ sind die Systeme mit der höchsten spezifischen Leistung. Bei kleinen Rohrdurchmessern steigt jedoch die Pumpenleistung und das System wird ineffizient. Durch den Einsatz von Stahl als Rohrmaterial wird die Leistung eines Wärmetauschers erhöht. Diese Lösung ist, im Gegensatz zum Rohrmaterial aus PE-X, kostenintensiver und korrosionsgefährdet. Ein signifikanter Einfluss der Fließgeschwindigkeit auf die spezifische Leistung eines Wärmetauschers ist nicht vorhanden. Um einen optimalen Wärmeaustausch zu erlangen, muss das Rohr vollständig mit Wasser gefüllt sein. Für den Kleinkörperversuch wird das System „D10_T10“ aus dem Rohrmaterial PE-X gewählt.

8.4 Messkonzept

Um die spezifische Leistung eines Wärmetauschers in einem Versuch zu ermitteln sind unterschiedliche Messdaten aufzunehmen. Nach Formel (71) ist im Versuch die Temperaturdifferenz aus Ein- und Austrittstemperatur und der Volumenstrom im Rohrquerschnitt zu messen. Ebenfalls wird die Wassertemperatur in direkter Umgebung aufgezeichnet. Die Wassertemperatur gibt für den Versuch das Temperaturnullniveau an. Bei einer Vorlauftemperatur gleich der Wassertemperatur tritt kein Wärmestrom auf.

$$\dot{Q} * A = m * c_p * \Delta\vartheta \quad (71)$$

A : Wärme abgebende/aufnehmende Fläche [m²]

$\Delta\vartheta$: Temperaturdifferenz zwischen Ein- und Austritt [K]

c_p : spezifische Wärmekapazität [4190 J/kg*K]

m : Volumenstrom [l/s]

\dot{Q} : Wärmestrom [W/m²]

Der Wärmestrom (\dot{Q}) ist im instationären Zustand zeitlich veränderlich und kann nicht eindeutig bestimmt werden. Um eindeutige Messergebnisse zu erhalten, ist der Versuch bis zum Erreichen des stationären Zustands zu fahren. Der stationäre Zustand gilt als eingestellt, wenn die Austrittstemperatur konstant bleibt (vgl. Abbildung 35).

Nachdem der stationäre Zustand eingestellt ist, kann aus der Temperaturdifferenz von Ein- und Austrittstemperatur, bei konstantem Volumenstrom die spezifische Leistung des Wärmetauschers berechnet werden.

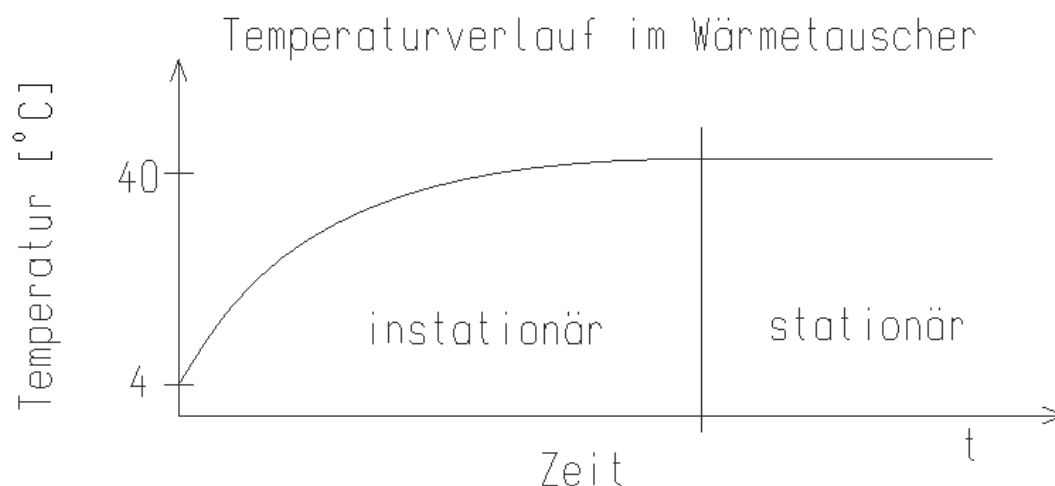


Abbildung 35: Prinzipieller Temperaturverlauf im Wärmetauscher bei der Versuchsdurchführung

8.5 Versuchskörper

8.5.1 Auslegung und Entwurf

Die Mindestgröße zur Erfassung des realitätsnahen Verhaltens eines Wärmetauschers orientiert sich an der Messgenauigkeit von Temperaturfühler und Durchflussmesser. Die Messgenauigkeit von Durchflussmessern liegt bei $\pm 0,4\%$. Bei einer maximalen Strömungsgeschwindigkeit von $0,38 \text{ m/s}$ ist von einem Messfehler bis zu $\pm 1,5 \text{ mm/s}$ auszugehen.

Temperaturfühler (Pt 100) der Klasse A sind in einem Temperaturbereich von $0^\circ\text{C} - 40^\circ\text{C}$ auf $0,15 \text{ K}$ genau. Demnach sollte die Temperaturdifferenz zwischen der Vorlauf- und Rücklaufemperatur mindestens $1,5 \text{ K}$ betragen, um den Messfehler kleiner als 10% zu halten. Die Temperaturdifferenz wird maßgebend für die Mindestgröße des Versuchskörpers. Für das System „D10_T10“ kann, nach Diagramm 6, ein Wärmestrom von 90 W/m^2 angenommen werden. Der minimal möglich einzustellende Volumenstrom am Heizmodul entspricht $0,25 \text{ l/s}$. Die spezifische Wärmekapazität ist mit $4190 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ konstant. Die notwendige Fläche des Versuchskörpers ergibt sich nach umstellen auf die wärmeübertragende Fläche (A) aus der Formel (71). Mit den Eingangsgrößen ist in Tabelle 17 die notwendige wärmeübertragende Bauteilfläche berechnet.

Tabelle 17: Flächenberechnung zum Versuchskörper

Breite; Länge [m]	Fläche [m ²]	ΔT [K]	erf. ΔT [K]
0,1	0,01	0,09	< 1,5
0,2	0,04	0,34	< 1,5
0,3	0,09	0,77	< 1,5
0,4	0,16	1,37	< 1,5
0,45	0,2025	1,74	> 1,5
0,5	0,25	2,15	> 1,5

Für den Versuchskörper wird eine spiralförmige Verlegeart nach Abbildung 36 gewählt. Durch die Verlegung ist ein Rohrkrümmungsradius von 90° möglich. Bei einer mäanderförmigen Verlegung ist ein Rohrkrümmungsradius von 180° notwendig. Damit konnte der Rohrabstand von 10 cm auf 5 cm halbiert werden und vergrößert die Rohrlänge innerhalb des Wärmetauschers. Der Versuchskörper wird quadratisch ausgeführt, um die Rohregister gleichmäßig zu verteilen.

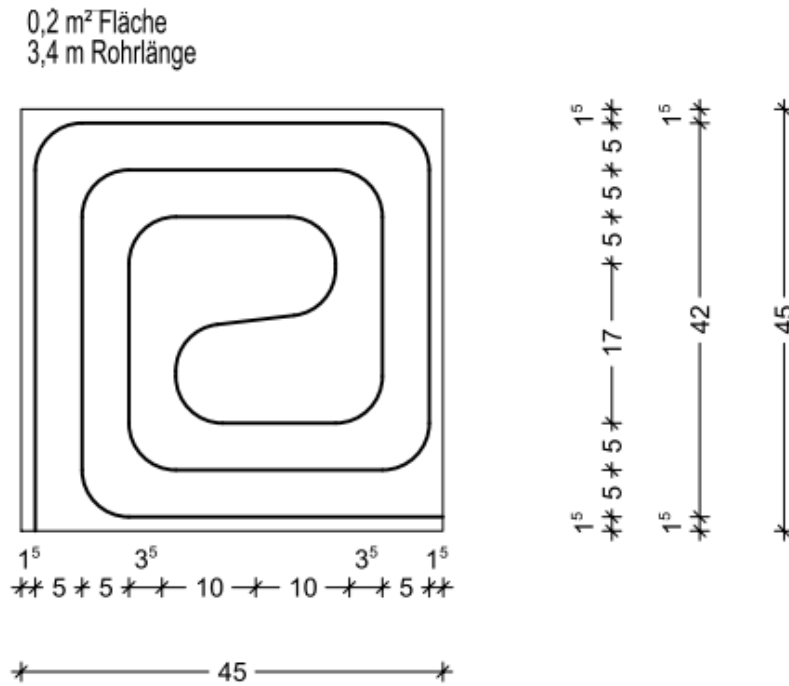


Abbildung 36: Spiralförmige Verlegeart im Versuchskörper

8.5.2 Aufbau des Versuchskörpers

Der im Versuch zu quantifizierende Austausch thermischer Energie ist für die wasserzugewandte Oberfläche des Versuchskörpers vorgesehen. Dafür werden die Seitenwände und die Rückwand des Versuchskörpers mit einer 12 cm starken Dämmung aus XPS gedämmt (vgl. Abbildung 37). Die Dämmung fungiert, für die bauliche Durchbildung des Versuchskörpers als Schalung. Durch den Auftrieb der Dämmung wird die Gewichtskraft egalisiert und ein vollständiges Eintauchen des Versuchskörpers ist nicht möglich. Die Gewichtskraft wird durch Zusatzgewichte erhöht. Einbetonierte Flachstahlprofile dienen als Anschlagpunkt für die Zusatzgewichte (vgl. Abbildung 38). Oberhalb des Versuchskörpers werden ebenfalls Flachstahlprofile befestigt. Somit entsteht eine starre Verbindung zwischen Aufhängung und Versuchskörper, die eine stabile Lage im Wasser garantiert.

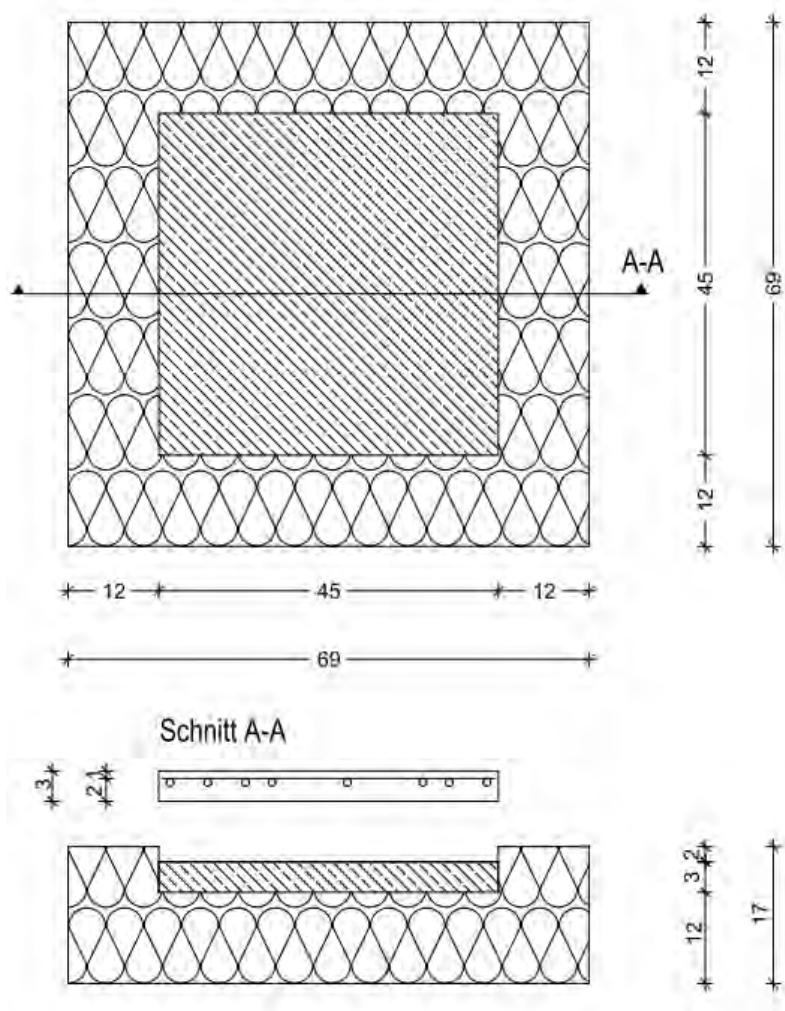


Abbildung 37: Aufbau des Versuchskörpers

Die Flachstähle dienen gleichzeitig als Abstandshalter für das Drahtgeflecht, auf dem das Rohrregister befestigt ist (vgl. Abbildung 38). Die Temperaturfühler befinden sich an der Bauteilgrenze des Versuchskörpers in einem T-Stück. Die T-Stücke sind in die Dämmung eingelassen, um einen Wärmeverlust an der Messstelle zu mindern. Eine weitere 2 cm dicke Dämmplatte bettet die T-Stücke vollständig ein.

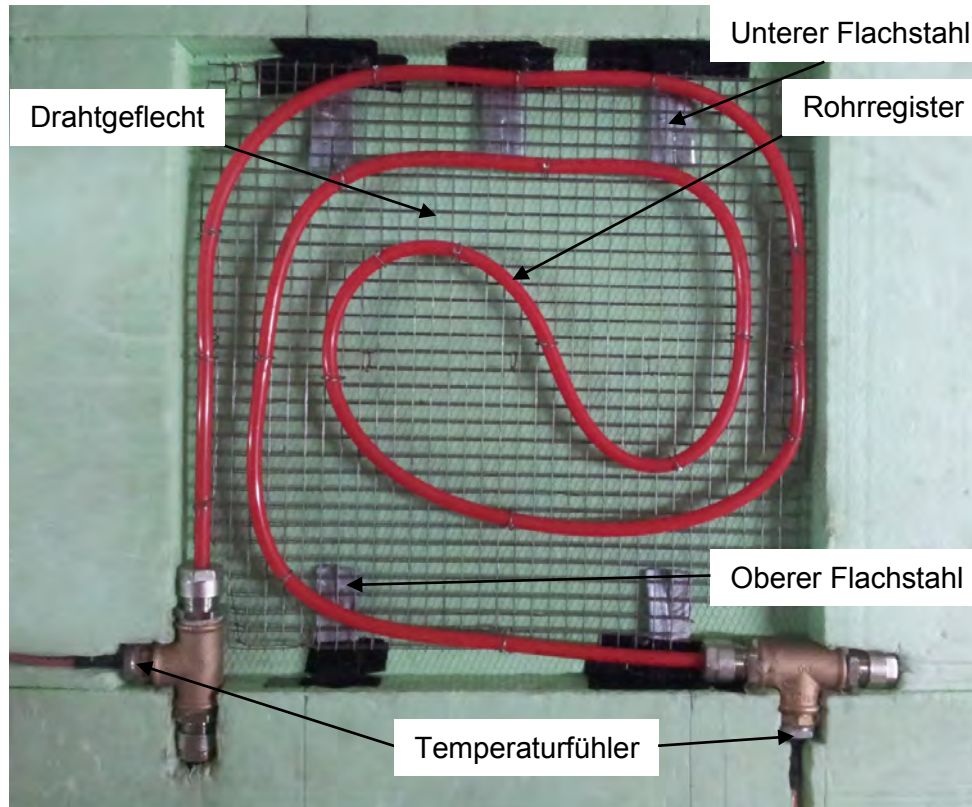


Abbildung 38: Versuchskörper vor der Betonage

8.6 Versuchsvorbereitung

8.6.1 Versuchskörper

In Abbildung 39 ist der Versuchskörper vor dem Versuch dargestellt. Als Anschlagmittel fungieren unterhalb und oberhalb des Versuchskörpers Gliederketten mit Schäkeln. Für das Anschlagen sind in einem Abstand von 3 m am Steg Klampen befestigt. Die beiden oberen Flachstahlprofile sind in einem Abstand von 0,25 m angeordnet. Die Differenz der Anschlagpunkte am Steg zu den Anschlagpunkten am Versuchskörper sorgt für einen Schrägzug am Flachstahlprofil. Durch ein horizontales Spannschloss oberhalb der Anschlagpunkte des Versuchskörpers ist eine Schrägzugbelastung auf die Flachstahlprofile vermeidbar. Die Zuleitung zum Versuchskörper ist den Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Eine Rohrdämmung mindert den Wärmeverlust über die Zuleitung.

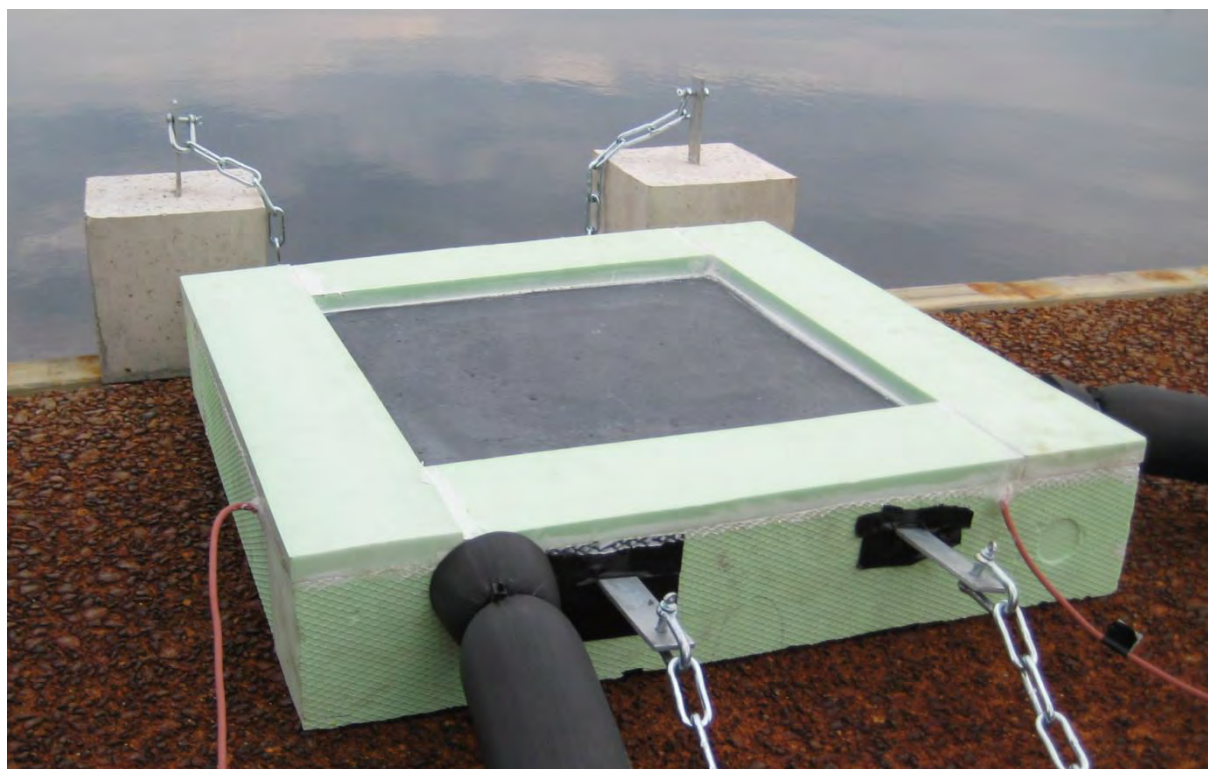


Abbildung 39: Versuchskörper zur thermisch aktivierten Fassade

8.6.2 Hydraulisches System

Das hydraulische System besteht aus dem Umwälzthermostat Julabo F25, den Zuleitungen vom Umwälzthermostat zum Versuchskörper, dem Rohrregister im Versuchskörper und dem Entlüftungsbypass mit einem Dreiwegehahn. Das Umwälzthermostat sorgt durch ein internes Temperierbad für eine konstante Eintrittstemperatur in den Versuchskörper. Das Temperierbad ist mit deionisiertem Wasser befüllt. Die Zuleitungen zum Versuchskörper werden aus dem Temperierbad gespeist. Für einen optimalen Wärmeaustausch über die Versuchskörperoberfläche ist es notwendig den Rohrquerschnitt vollflächig mit Wasser zu befüllen. Die Restluft im hydraulischen System wird über den Entlüftungsbypass entfernt. Durch die transparente Rohrleitung am Bypass sind letzte Lufteinschlüsse sichtbar. Am Ende des Entlüftungsvorganges wird der Dreiwegehahn bei angeschalteter Umwälzpumpe langsam geöffnet, um die Restluft im Abzweig des Durchflusszählers zu entfernen. Bei Versuchsbeginn ist der Bypass mit einer Schlauchklemme zu versehen.

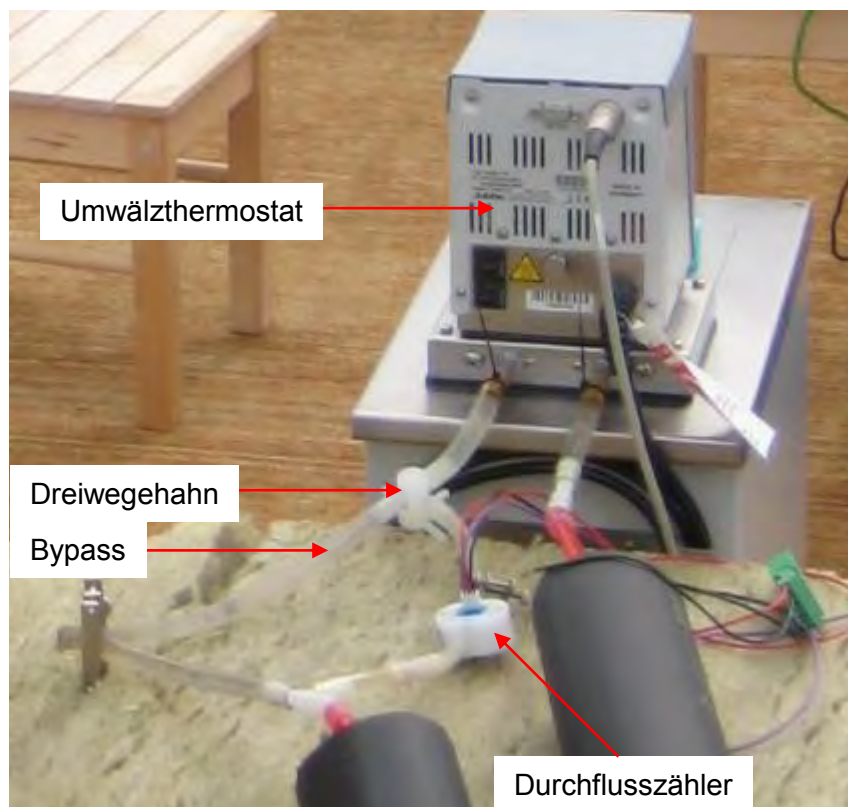


Abbildung 40: Anlagentechnik des hydraulischen Systems

8.7 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Der Versuchskörper wird mit den Soll – Vorlauftemperaturen von 10; 25; 30; 40 und 50 °C nacheinander angefahren, um die spezifische Leistung bei unterschiedlicher Eintrittstemperatur zu bestimmen. Die Soll - Vorlauftemperaturen werden anhand der Seewassertemperatur gewählt, um den Wärmegewinn und den Wärmeverlust über die Versuchskörperoberfläche zu dokumentieren. Die Temperaturantwort des Versuchskörpers wird an der Austrittsstelle des Versuchskörpers aufgezeichnet. Um den Einfluss der Temperaturdifferenz zum umgebenden Wasser zu bestimmen wird ein Temperaturfühler in unmittelbarer Nähe des Versuchskörpers im Seewasser angebracht. Ebenfalls wird der Volumenstrom durch einen Durchflusszähler bestimmt. Bei einer konstanten Ein- und Austrittstemperatur am Wärmetauscher und Volumenstrom gilt das thermische Gleichgewicht als eingestellt und der nächste Temperaturschritt wird angefahren.

8.8 Versuchsauswertung

8.8.1 Seewassertemperatur

Die umgebene Wassertemperatur des Wärmetauschers hat direkten Einfluss auf den Wärmestrom zwischen Wasser und Wärmetauscher. Über die Versuchszeit steigt die Seewassertemperatur geringfügig an (Diagramm 10). Ein Einfluss aus dem Wärmetauscher ist wegen der großen Speicherkapazität und dem Volumen des Seewassers unwahrscheinlich. Die geringfügige Erwärmung des Seewassers ist auf die zyklische Tageserwärmung zurückzuführen.

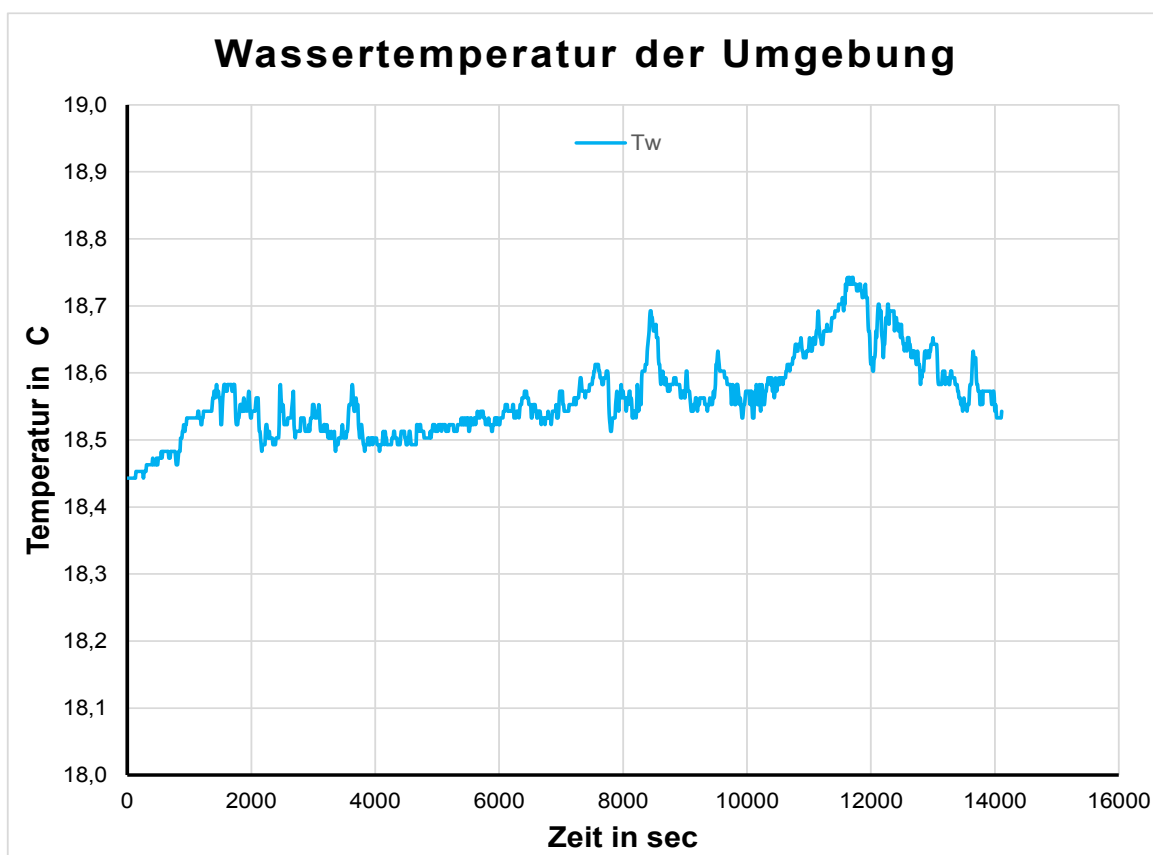


Diagramm 10: Wassertemperatur über die Versuchszeit

8.8.2 Ein- und Austrittstemperaturen

Im Diagramm 11 sind Eintritts (T_{in}) - und Austrittstemperaturen (T_{out}) dargestellt. Bei den Temperaturschritten von 25°C, 30°C, 40°C und 50°C wird thermische Energie an das Seewasser (18,5°C) abgegeben. Bei dem Temperaturschritt 10°C wird thermische Energie gewonnen. In den ersten 3000 Sekunden ist das Einstellen der gewünschten Soll – Vorlaufemperatur am Versuchskörper dargestellt. Die Wärmeverluste über die Zuleitung von dem Umwälzthermostat zum Versuchskörper sind dadurch nicht betrachtet worden. Zum Einstellen des Umwälzthermostats ist die Starttemperatur von 40°C gewählt worden.

Ab der 3000. Sekunde ist das Verhalten des Versuchskörpers bei dem Temperaturschritt von 40°C dargestellt. Anhand der Austrittstemperatur (33,74°C) lässt sich die Temperaturantwort des Versuchskörpers ablesen. Bei konstanten Ein- und Austrittstemperaturen wurde der nächste Temperaturschritt von 10°C angefahren. Dabei liegt die Temperaturantwort des Versuchskörpers bei 12,55°C. Der Wechsel des Wärmestroms stellt sich bei einer Eintrittstemperatur von 22,96°C ein und liegt etwa 4,5°C über der Seewassertemperatur. Im ersten Temperaturschritt bei 40°C stellt sich ein Temperaturgradient vom Rohrregister (40°C) zum Seewasser (18,5°C) ein. Die Betonschicht zwischen dem Rohrregister und dem Seewasser besitzt ein höheres Temperaturniveau als das Seewasser. Bei einem schnellen Abkühlen des Wassers im Rohrregister wirkt die Betonschicht als Puffer und gibt thermische Energie an das Seewasser und das Rohrregister ab. Die Eintrittstemperatur von 50°C konnte trotz der zusätzlichen Rohrdämmung um die Zuleitung, durch die Umwälzpumpe nicht erreicht werden.

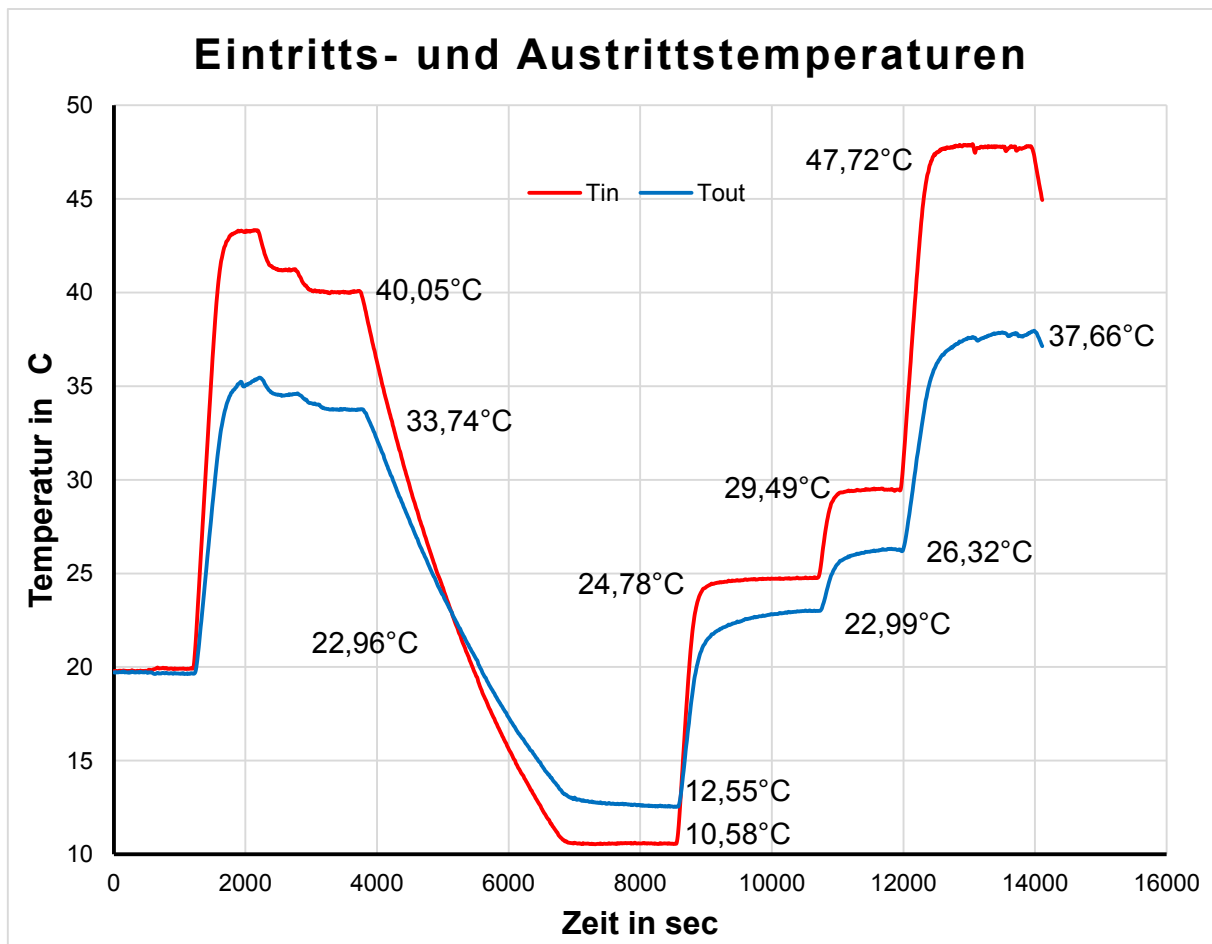


Diagramm 11: Eintritts- und Austrittstemperaturen am Wärmetauscher während der Versuchsdurchführung

8.8.3 Volumenstrom

In Diagramm 12 ist der Volumenstrom über die gesamte Versuchsdauer dargestellt. Auffällig ist, dass sich der Volumenstrom mit der Wassertemperatur verändert und bei konstanter Temperatur ebenfalls konstant bleibt. Bei einer Eintrittstemperatur von 40°C stellt sich bei Erreichen des stationären Zustands ein Volumenstrom von 0,32 l/min ein. Bei einer Eintrittstemperatur von 10°C steigt der Volumenstrom auf 0,35 l/min an. Im weiteren Verlauf fällt der Volumenstrom mit steigender Eintrittstemperatur ab. Die Veränderung des Volumenstroms kann mit den temperaturabhängigen Stoffdaten des Wassers im Rohrregister erklärt werden (vgl. Tabelle 20). Bei steigender Wassertemperatur nimmt die Rohdichte ab, wodurch sich das Volumen vergrößert. Dadurch fließt das Wasser langsamer durch das Rohrregister. Die Volumenstromdifferenz bei unterschiedlichen Eintrittstemperaturen hat nach den Untersuchungen aus der Parameterstudie keinen signifikanten Einfluss auf die spezifische Leistung eines thermisch aktivierten Bauteils. Trotz des vernachlässigbaren Einflusses wird in der numerische Simulation der Volumenstrom bei den unterschiedlichen Eintrittstemperaturen angepasst.

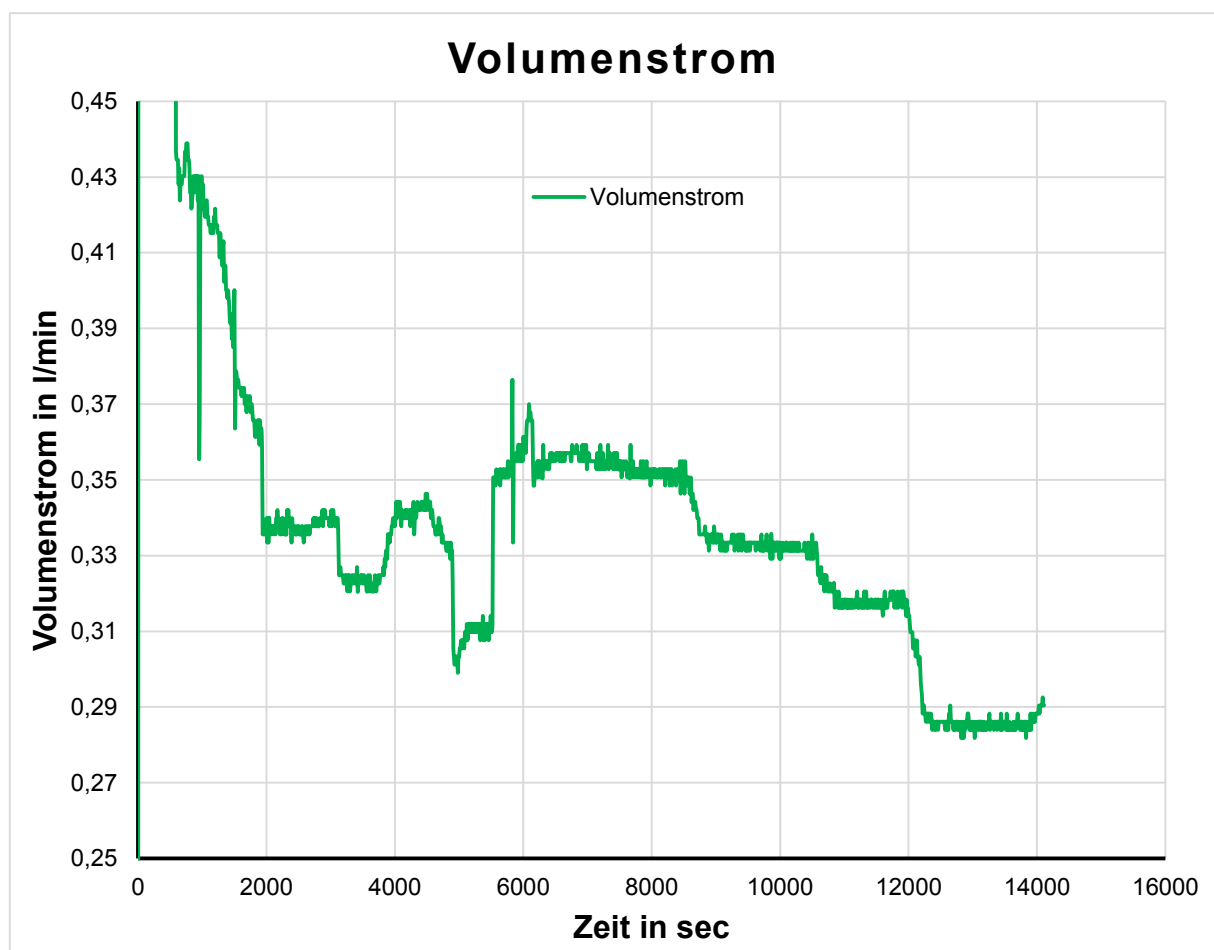


Diagramm 12: Volumenstrom während der Versuchsdurchführung

8.9 Simulation des Wärmetauschers

Das Simulationsmodell ist mit der Software ANSYS Fluent erstellt. Das Simulationsmodell des Wärmetauschers erfordert eine dreidimensionale, numerische Simulation.

8.9.1 Randbedingungen

Das Simulationsmodell wird nach dem Versuchskörper aus Abbildung 36 entworfen. Die geometrischen Randbedingungen sind in Tabelle 18 zusammengefasst.

Tabelle 18: Geometrische Randbedingungen

Randbedingung	Maß
Rohrlänge	3,40 m
Rohrinnendurchmesser	0,0079 m
Rohraußendurchmesser	0,0101 m
Betonoberfläche	0,02025 m ²
Betondeckung	0,01 m
Betonschalendicke	0,03 m

Weitere Randbedingungen für eine realitätsnahe Simulation sind die material- und temperaturabhängigen Stoffdaten. In den folgenden Tabellen sind die Stoffdaten dargestellt. Die Eigenschaften für den Beton sind der DIN EN ISO 10456 [37] entnommen. Die Eigenschaften des Rohrregisters sind in den Technischen Datenblättern des Herstellers enthalten [36]. Die temperaturabhängigen Stoffdaten von Wasser wurden aus dem Beitrag, Bausteine der Heizungstechnik [39] entnommen.

Tabelle 19: Temperaturunabhängige Stoffdaten

Eigenschaft	Formelzeichen	Beton (HPC)	PE-Xa Rohr
Rohdichte [kg/m ³]	ρ	2.200	938
Spezifische Wärmekapazität [J/kg*K]	c_p	1.000	2.200
Wärmeleitfähigkeit [W/m*K]	λ	2,1	0,35

Tabelle 20: Temperaturabhängige Stoffdaten (Wasser)

Eigenschaften	10°C	25°C	30°C	40°C	47°C
Rohdichte [kg/m ³]	999,7	997	995,7	992,3,	989,3
Spezifische Wärmekapazität [J/kg*K]	4193	4180	4179	4179	4180
Wärmeleitfähigkeit [W/m*K]	0,58	0,607	0,616	0,631	0,640

Anhand der Versuchsauswertung aus Kapitel 8.7 ergeben sich für die Simulation materialunabhängige Randbedingungen. In Tabelle 21 sind diese dargestellt.

Tabelle 21: Materialunabhängige Eingangsparameter

Eintrittstemperatur [°C]	Seewassertemperatur [°C]	Volumenstrom [l/min]
10	18,5	0,35
25	18,5	0,33
30	18,5	0,32
40	18,5	0,32
47	18,5	0,28

Durch die Volumenströme aus Tabelle 21 wird die Rohrströmung als laminar angenommen. Das umgebende Seewasser wird als laminar strömend angenommen. Durch die laminare Strömung vor dem Wärmetauscher wird der Wärmeübergang durch eine freie Konvektion (Auftriebsströmung) vollzogen. Die wärmeisolierten Betonflächen werden als adiabat eingegeben, sodass der Wärmestrom einzig über die wasserzugewandte Oberfläche des Wärmetauschers berechnet wird.

8.9.2 Simulationsmodell

In Abbildung 41 ist das Simulationsmodell in dreidimensionaler Ansicht und im Schnitt durch den Wärmetauscher dargestellt. Im Wärmetauscher ist das Rohrregister integriert. Der Block hinter dem Wärmetauscher stellt das Seewasser dar.

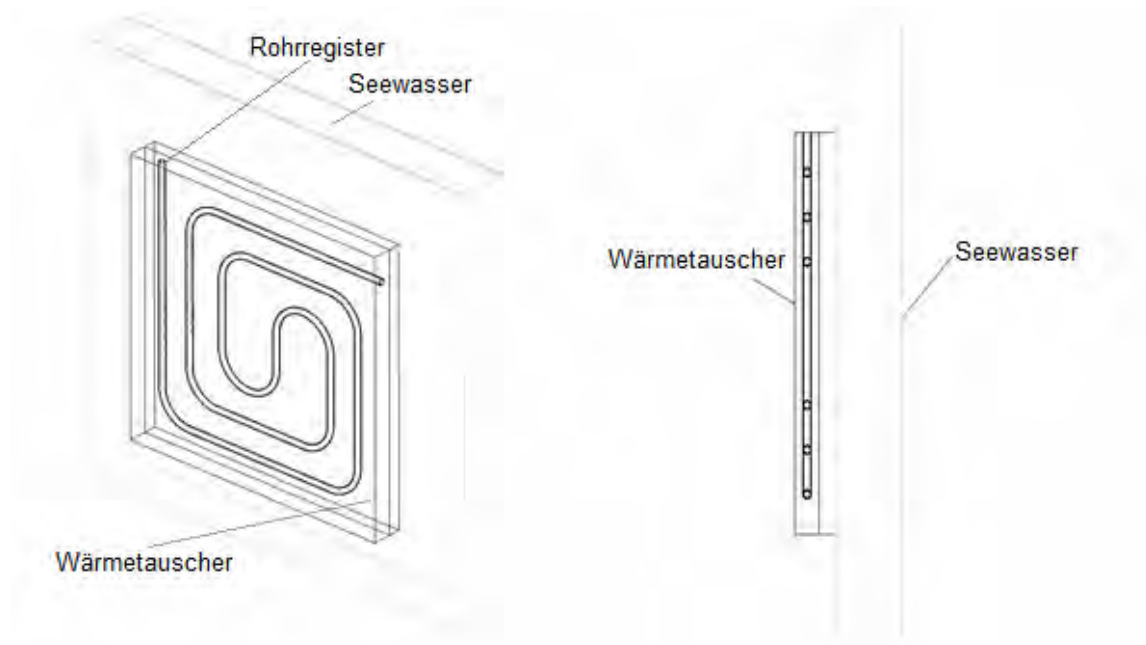


Abbildung 41: Simulationsmodell dreidimensional (links); Schnitt (rechts)

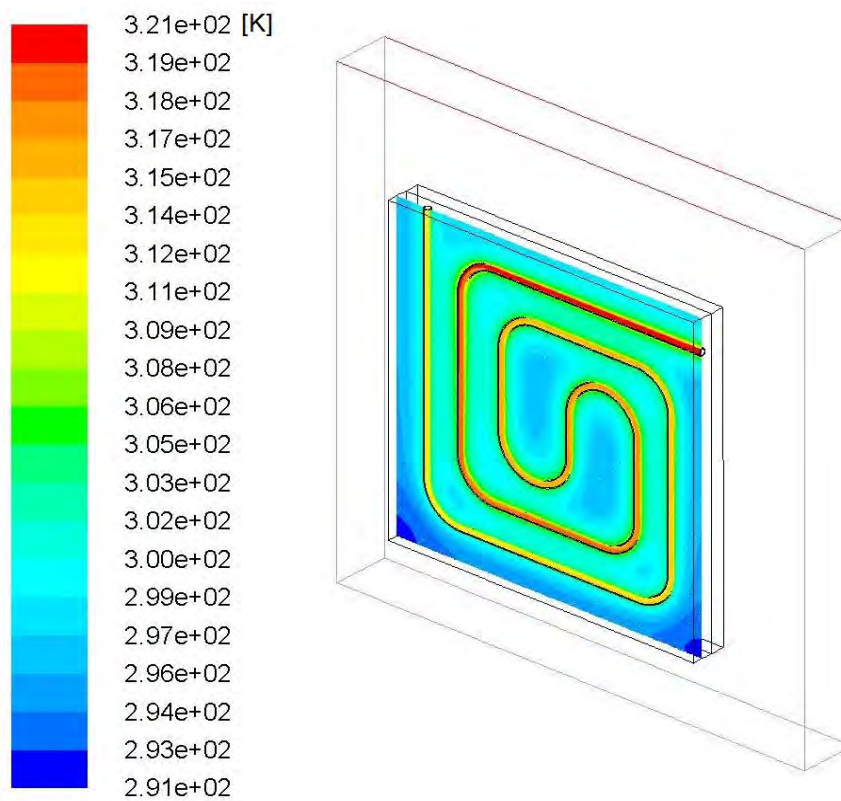


Abbildung 42: Temperaturverlauf im Rohr bei Temperaturschritt 50°C

In Abbildung 42 ist der Temperaturverlauf im Rohrregister bei dem Temperaturschritt 50°C dargestellt. Der stationäre Zustand ist eingestellt. Die Temperaturen sind in Kelvin und auf den absoluten Nullpunkt ($-273,15^{\circ}\text{C}$) angegeben. Die Eintrittstemperatur in das Rohrregister beträgt $320,87\text{ K}$ ($47,72^{\circ}\text{C}$). Die Austrittstemperatur beträgt $311,27\text{ K}$ ($38,12^{\circ}\text{C}$). Daraus ergibt sich eine Temperaturdifferenz von ein- und Austrittstemperatur von $9,6\text{ K}$.

8.9.3 Vergleich zwischen den Simulations- und Versuchsergebnissen

In Diagramm 13 sind die Messergebnisse und die Simulationsergebnisse gegenübergestellt. Die negative Wärmeleistung bei einer Eintrittstemperatur von 10°C gibt den Wärmegewinn über den Wärmetauscher an. Steigt die Eintrittstemperatur über die Seetemperatur beginnt der Kälteentzug über die Wärmetauscher-Oberfläche. Die Ergebnisse stimmen nahezu überein. Die minimalen Abweichungen bei den höheren Temperaturschritten ($30^{\circ}\text{C} - 50^{\circ}\text{C}$) sind auf Messungenauigkeiten der Temperaturfühler zurückzuführen. Bei einer Messungenauigkeit von $\pm 0,15\text{ K}$ schwankt der Wärmestrom um 6 W .

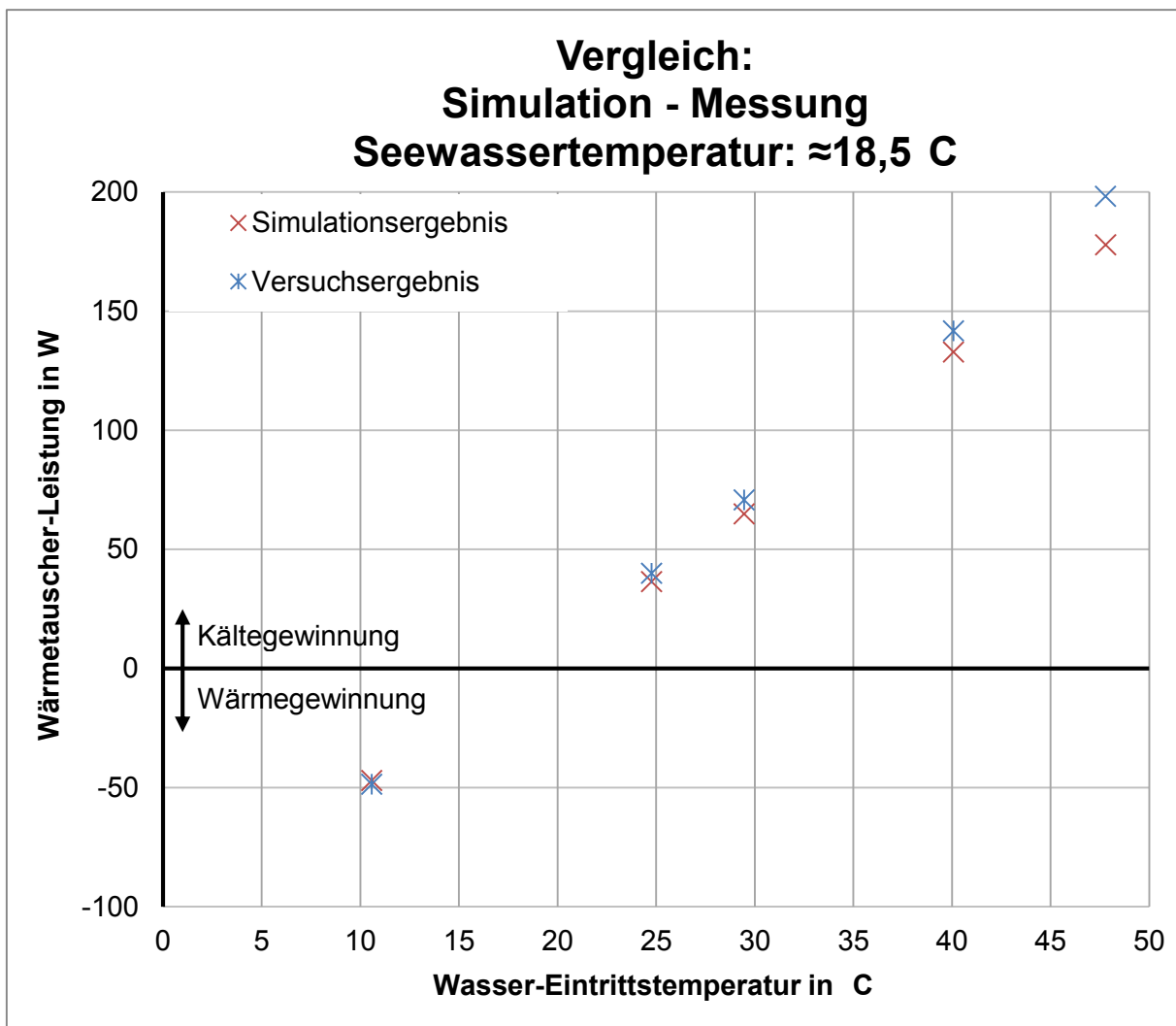


Diagramm 13: Vergleich der Simulations- und Messergebnisse

8.10 Fazit

Aus der Parameterstudie zu den Einflussfaktoren eines Wärmetauschers geht das leistungsstärkste System, mit einem Rohrdurchmesser von 10 mm und einem Rohrabstand von 10 cm hervor (D10_T10). Eine spiralförmige Verlegeart des Rohrregisters steigert zusätzlich die spezifische Leistung des Wärmetauschers.

Der Versuch wurde vor Ort an einem wolkenfreien Tag durchgeführt. Beim Erreichen des stationären Zustands bleiben die Temperaturen und damit der Wärmeaustausch zwischen Wärmetauscher und Umgebung konstant.

Die Simulationsergebnisse zeigen eine sehr gute Näherung an die, im Versuch bestimmten Ergebnisse. Die Leistung eines Wärmetauschers muss zukünftig nicht mehr in aufwändigen experimentellen Untersuchungen bestimmt werden.

9 Schwimmender Großdemonstrator

9.1 Zielstellung

Im folgenden Kapitel werden die erlangten Erkenntnisse aus den vorangegangenen Untersuchungen in einem Großdemonstrator umgesetzt und vom Entwurf bis zum Stapellauf beschrieben. Ziel ist es, einen stabil schwimmenden, wasserdichten und thermisch aktivierten Großdemonstrator aus Betonfertigteilen in Sandwichbauweise herzustellen. Im Innenraum des Großdemonstrators wird die Messapparatur zur thermisch aktivierten Vorsatzschale angeordnet, um die spezifische Leistung zu dokumentieren und um Rückschlüsse auf die Eisfreiheit zu erlangen. Weiterhin ist die Messapparatur autark mit Strom zu versorgen. Für die Herstellung der Betonfertigteile und die Tragwerksmontage stand das Labor der Technischen Universität Kaiserslautern zur Verfügung.

9.2 Entwurfgrundlagen

Der Großdemonstrator wird, analog zum Entwurf aus dem Kapitel 5, quadratisch und als Trog ausgeführt (vgl. Abbildung 43). Um den Aufbau im Labor durchzuführen und den Transport zum Gewässer zu erleichtern, wird der Großdemonstrator in kleineren Abmessungen hergestellt. Der Großdemonstrator besteht aus sechs Wandbauteilen und einer Bodenplatte. Die Wandbauteile werden mit Wand 1 und Wand 2 bezeichnet (vgl. Abbildung 43). Anhand der Versuchsergebnisse zur Wassereindringtiefe (vgl. Kapitel 6) gilt die Vorsatzschale aus hochfestem Beton bei einer Stärke von 4 cm, im ungerissenen Zustand, als wasserundurchlässig. Die Vorsatzschalen der Wandbauteile werden mit einem Rohregister (Minitec PE-Xa Rohr 9,9 x 1,1 mm) [36] der Firma UPONOR ausgestattet. Die verwendete Betonrezeptur für die Vorsatzschale ist in Tabelle 5, Kapitel 5 dargestellt. Die Tragschale wird aus normalfesten Beton hergestellt. GFK- Anker, der Firma Schöck Bauteile GmbH [22], verbinden die Vorsatz- und Tragschale. Die Kerndämmschicht bildet, anhand der Versuchsergebnisse aus Kapitel 5.3, ein 14 cm starker expandierter Polystyrol Hartschaumstoff (XPS).

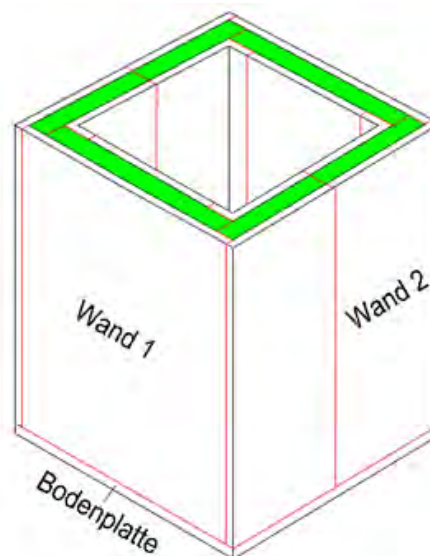


Abbildung 43: Entwurfsskizze zum schwimmenden Großdemonstrator

9.3 Vordimensionierung

9.3.1 Fügetechnik und Abdichtungskonzept

Der Großdemonstrator besteht aus einzelnen Betonfertigteilen welche, mit einem mörtelfreien Stahlverbindungsmittel (vgl. Abbildung 45) gefügt werden müssen. Das Stahlverbindungsmittel wird in der Tragschalenebene eingebaut. Das Verbindungsmittel besteht aus einer Ankerschiene mit zwei angeschweißten Ankerbolzen. Die minimale Tragschalendicke ergibt sich aus der Breite der Ankerschiene des Verbindungsmittels zu 4 cm (vgl. Abbildung 44). Zwei gegenüberliegende Ankerschienen werden mit einer Doppelhammerkopfschraube verbunden. Die Aussparung in der Ankerschienenwand dient dem Einbringen der Doppelhammerkopfschraube bei der Tragwerksmontage. Die Stahleinbauteile benötigen eine Einbindetiefe von mindestens 10 cm. Entsprechend wird die Bodenplatte 10 cm stark ausgeführt. Die Tragschale des Wandbauteils (Wand 2) wird 10 cm auf betoniert (vgl. Abbildung 46 links). Über die Höhe der Wandbauteile sind zwei Stahleinbauteile vorgesehen.

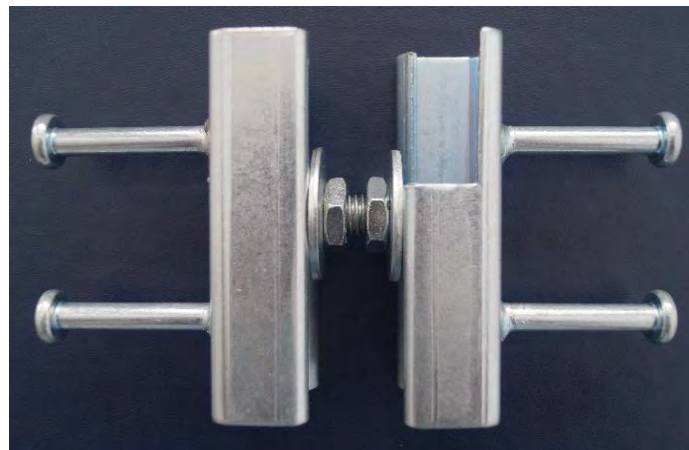


Abbildung 45: Stahlverbindungsmittel

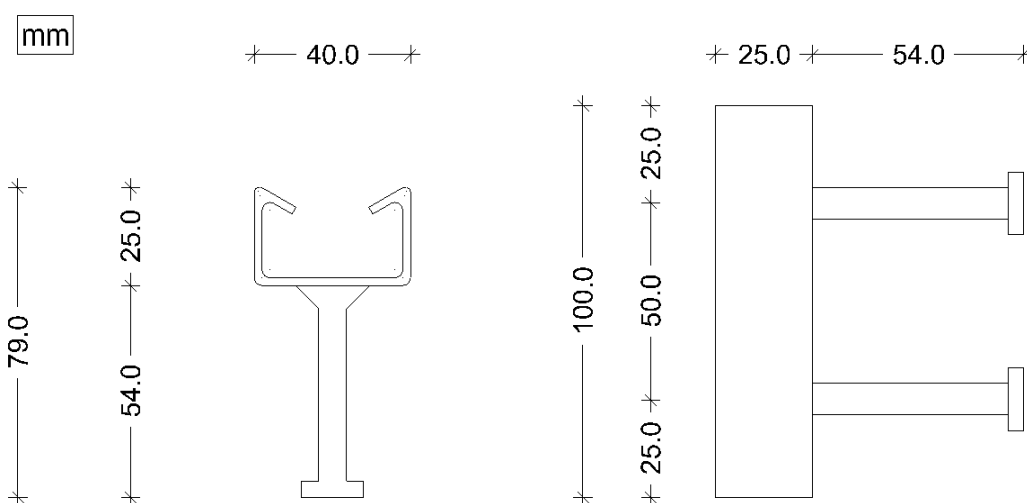


Abbildung 44: Bauteilmaße des mörtelfreien Stahlverbindungsmittels

Durch den ständigen äußeren Wasserdruck sind in den Eckbereichen, in den äußeren Fugen Zugspannungen zu erwarten, die von dem Fugenmaterial aufgenommen werden müssen. Die äußere Fuge der Vorsatzschale wird mit einem Hochfestleim (HF1) auf Zementbasis der Firma Pagel Spezialbeton GmbH & Co. KG [21] verfüllt. Der Hochfestleim schafft eine großflächige, kraftschlüssige und steife Verbindung der Vorsatzschalen. Die inneren Fugen werden durch Druckspannungen belastet. Durch die zug- und druckfeste Verbindung der Stahleinbauteile werden die Druckspannungen an die Tragschale weiter gegeben. Die Fugen zwischen den Tragschalen werden mit einem elastischen Dichtstoff der Firma BT Innovation [41] abgedichtet. Der ein-komponentige Kleb und Dichtstoff (InnoElast Typ 2) kann für Fugen die nicht unmittelbar mit drückendem Wasser in Kontakt kommen verwendet werden. Dazu werden Versuche zur Wassereindringtiefe, infolge drückendem Wasser durchgeführt.

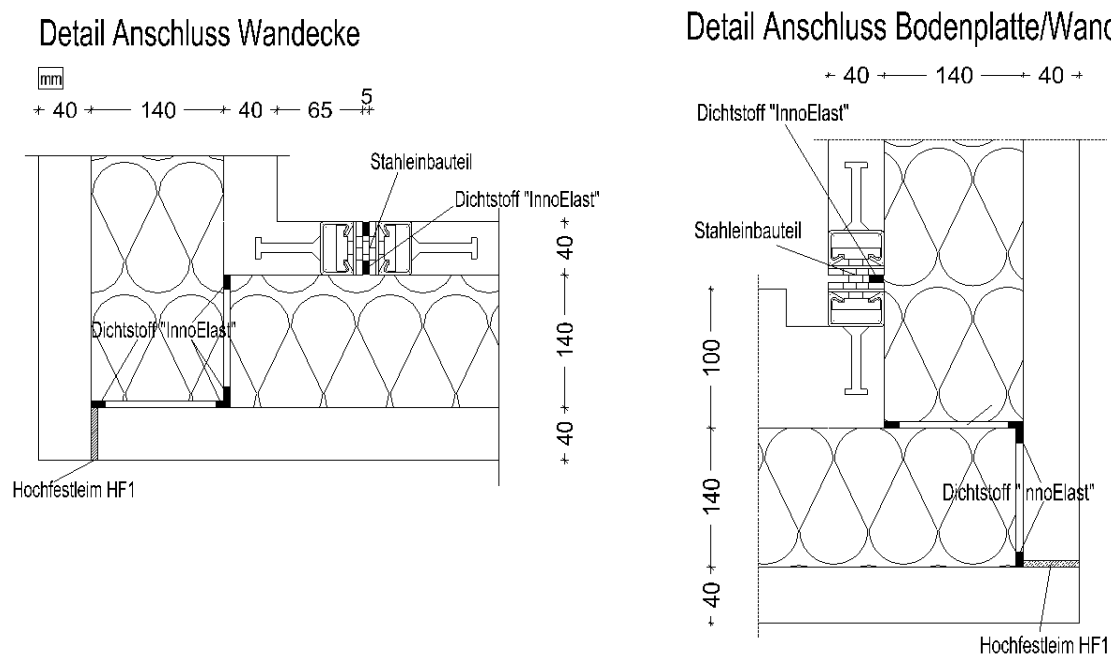


Abbildung 46: Detailanschluss Wandecke (links); Detailanschluss Bodenplatte/Wand (rechts)

Aus den Randbedingungen des Entwurfs ergibt sich für den Großdemonstrator folgender Schnitt (Abbildung 47) mit den geometrischen Abmessungen.

- Tragschale Wand 4 cm
- Vorsatzschale umlaufend 4 cm
- Kerndämmung umlaufend 14 cm
- Tragschale Bodenplatte 10 cm
- Breite des Großdemonstrators 120 cm.

Die Höhe des Großdemonstrators wird folgend durch die Auftriebsberechnung und die Sicherstellung der Schwimmstabilität bestimmt.

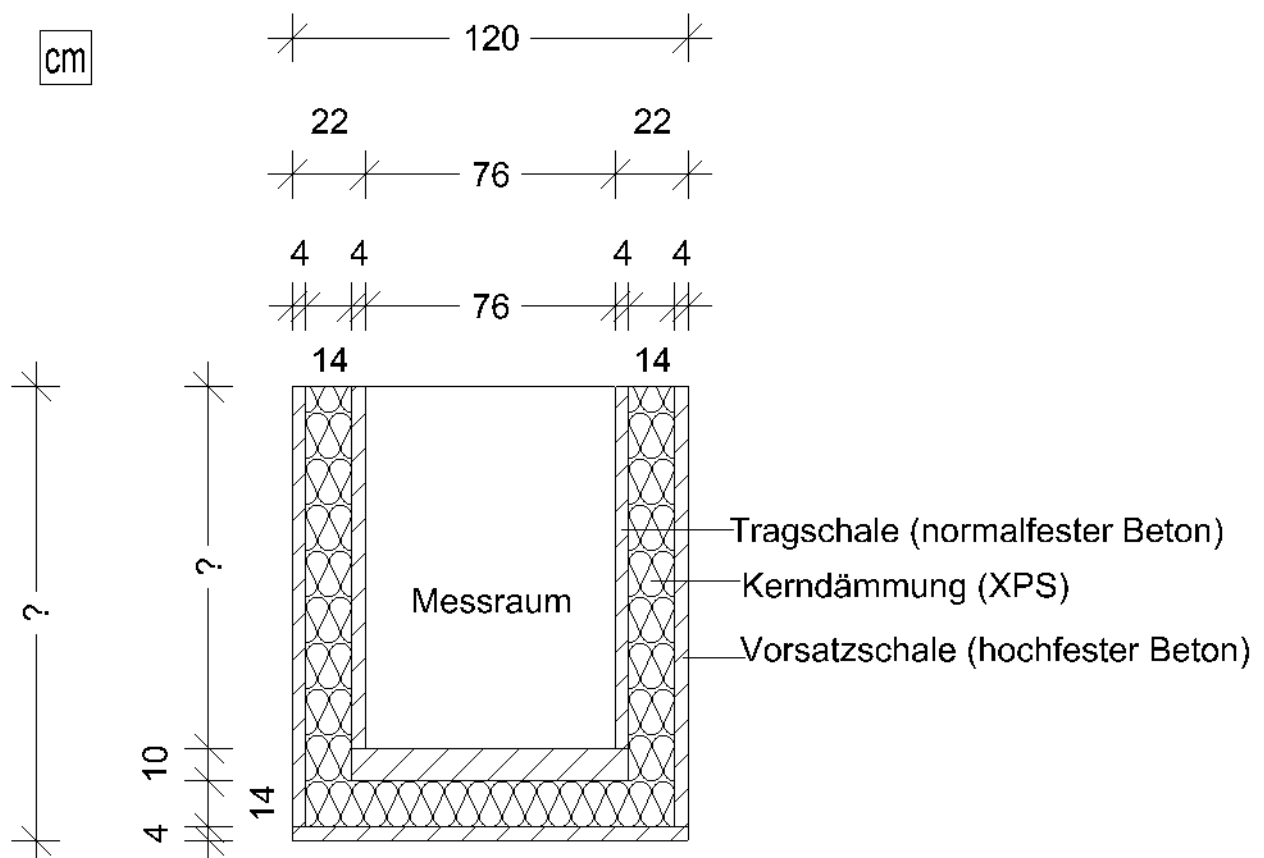


Abbildung 47: Querschnitt des Versuchskörpers (Entwurf)

9.3.2 Auftrieb und Schwimmstabilität

Der Großdemonstrator schwimmt im Stegbereich, nah am Ufer in einer geschützten Lage im See. Dort ist nicht mit hohen Wellen zu rechnen. Eine minimale Freibordhöhe von 40 cm ist daher ausreichend für den Großdemonstrator. Die Berechnung der Höhe des Großdemonstrators wird iterativ durchgeführt. Ziel ist eine minimale Höhe des Großdemonstrators unter Einhaltung des Auftriebs und der Schwimmstabilität. In Abbildung 48 ist der Querschnitt des entworfenen Großdemonstrators dargestellt. Für die Berechnung der Schwimmstabilität sind der Auftriebsschwerpunkt und der Gewichtsschwerpunkt zu vergleichen. Liegt der Auftriebsschwerpunkt (s_v) über dem Gewichtsschwerpunkt (s_k) ist die Schwimmlage stabil. Für den dargestellten Großdemonstrator (vgl. Abbildung 48) ergibt sich eine Gesamthöhe von 138 cm bei einem Freibord von 43,5 cm.

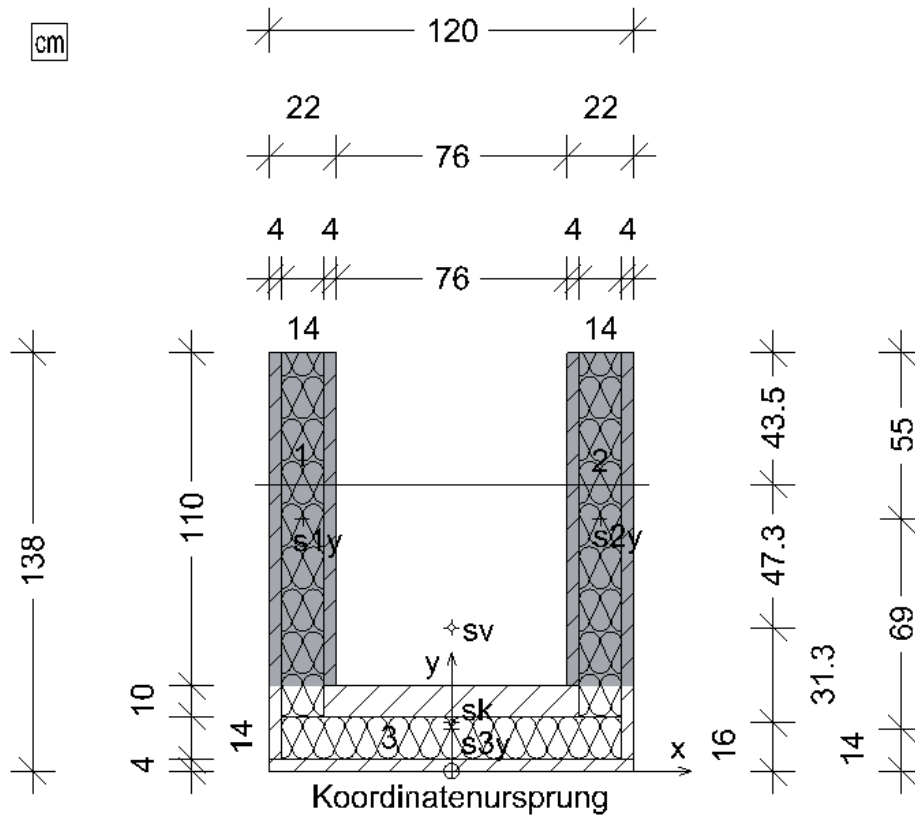


Abbildung 48: Berechnung der Schwimmkörperhöhe und der Schwimmkörperlage

9.3.3 Untersuchung zur Wassereindringtiefe eines elastischen Fugenmaterials

Bei einem eventuellen Wassereintritt durch die äußeren Fugen wird der Dichtstoff „InnoElast Typ2“ mit drückendem Wasser belastet. Nach Herstellerangaben ist dieser Dichtstoff nicht für eine Belastung, infolge drückendem Wasser zugelassen. Um die Dichtigkeit des Dichtstoffes zu beurteilen werden Wassereindringversuche durchgeführt. Dafür werden plattenförmige Versuchskörper mit einer Dicke von 4 cm hergestellt. In Versuchskörpermitte werden Aussparungen eingearbeitet, die der Fugenbreite des Großdemonstrators entsprechen (vgl. Abbildung 49 (links)). In Tabelle 22 sind die Versuchsparameter dargestellt. Ein Wasserdruck von 2,5 bar wird für die Versuche als ausreichend angesehen, da bei dem Großdemonstrator ein maximaler Druck von 0,01 bar zu erwarten ist. Die Versuchsdauer von drei Tagen entspricht den Anforderungen der DIN 12390-8 [24].

Tabelle 22: Versuchsprogramm zur Wassereindringtiefe

Fugenbreite [mm]	Wasserdruck [bar]	Versuchsdauer [d]
0,5	2,5	3
1,0	2,5	3
2,0	2,5	3

Die Versuchskörper werden in die Prüfanlage zur Bestimmung der Wassereindringtiefe eingespannt (vgl. Abbildung 49 (rechts)). Die Prüfanlage wird mit Wasser befüllt und der Wasserdruck eingestellt. An der Prüfanlage ist eine Messskala angebracht worüber der Wasserverlust über die Versuchsdauer bestimmt werden kann. Nach dem Versuch werden die Versuchskörper mittig gespalten und die Wassereindringtiefe gemessen.

Innerhalb der Versuchsdauer konnte kein Wasseraustritt beobachtet werden. Auf der Messskala konnte ein minimaler Wasserverlust festgestellt werden. Der Wasserverlust entsprach den Ergebnissen aus Kapitel 6. Ein Eindringen des Wassers in den Dichtstoff oder ein Ablösen der Fugenmassen vom Beton konnte nicht festgestellt werden.

Die Dichtheit des Fugenmaterials unter Beaufschlagung von drückendem Wasser konnte für einen Wasserdruck von 2,5 bar nachgewiesen werden. Das Fugenmaterial wird für den Großdemonstrator verwendet.



Abbildung 49: Schalung für Versuchskörper „PWE InnoElast 2 cm (links); im Versuchsstand (rechts)

9.4 Herstellung des Großdemonstrators

9.4.1 Ausführungspläne

In Abbildung 50 ist der Großdemonstrator, in sieben Betonfertigteile aufgeteilt, dargestellt. Dazu gehören eine Bodenplatte, zwei Wandbauteile (Wand 1) und vier Wandbauteile (Wand 2). Die mittigen Fugen zwischen zwei Wänden (Wand 2) werden als Stoßfugen ausgeführt. In den Eckbereichen werden die Bauteile abgestuft hergestellt (vgl. Abbildung 46). In Abbildung 51 und Abbildung 52 sind die Schnitte durch die Wände 1 und 2 dargestellt. Weiterhin sind die Lage der Stahleinbauteile und das Fugenmaß gekennzeichnet. Die Maßlinien wurden in unterschiedlichen Farben dargestellt um den Bezug auf die Bauteile des Sandwichquerschnitts zu verdeutlichen.

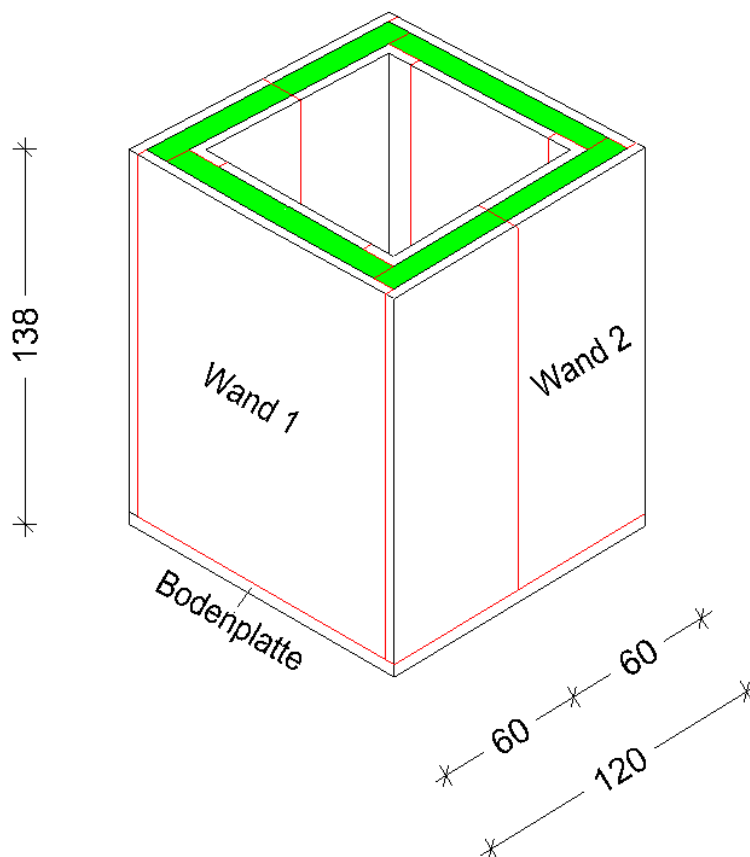


Abbildung 50: Schwimmender Großdemonstrator (vermasst)

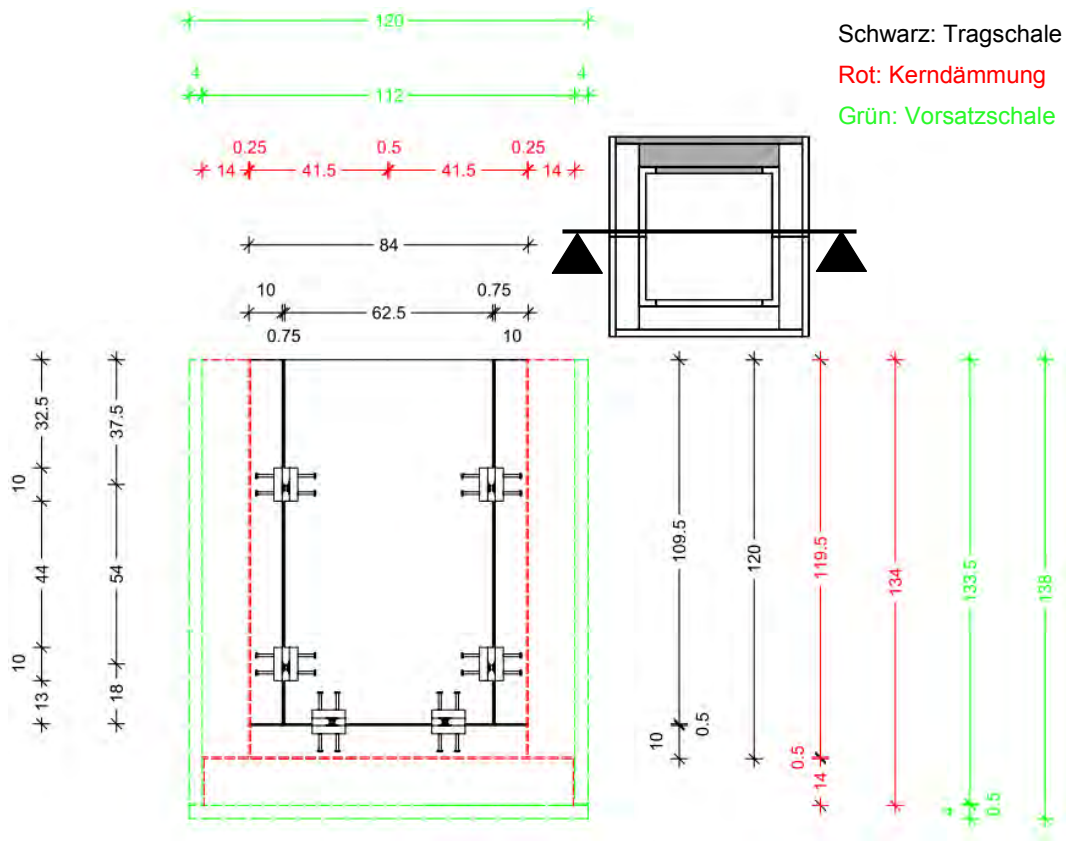


Abbildung 51: Schnitt Wand 1

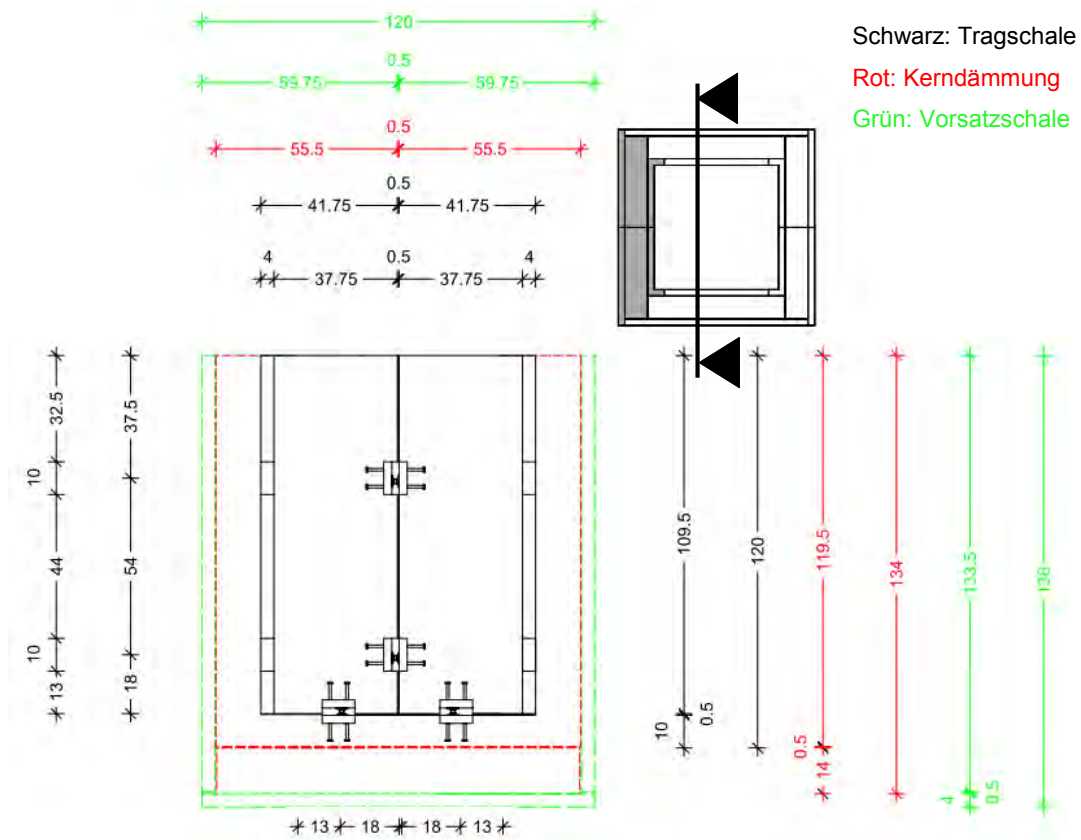


Abbildung 52: Schnitt Wand 2

9.4.2 Betonfertigteile

Die technischen Mitarbeiter des Labors der Technischen Universität Kaiserslautern stellten anhand der Ausführungspläne die Betonfertigteile her. In einem ersten Arbeitsschritt wurde die Schalung für die Vorsatzschalen der Betonfertigteile angefertigt. Als Untergrund fand eine Schaltafel Verwendung. Die Schaltafel sorgt für eine glatte, ebene Oberfläche der Vorsatzschale und dient als Verankerungsgrund für die Verschraubungen des Schalkranzes (vgl. Abbildung 53).

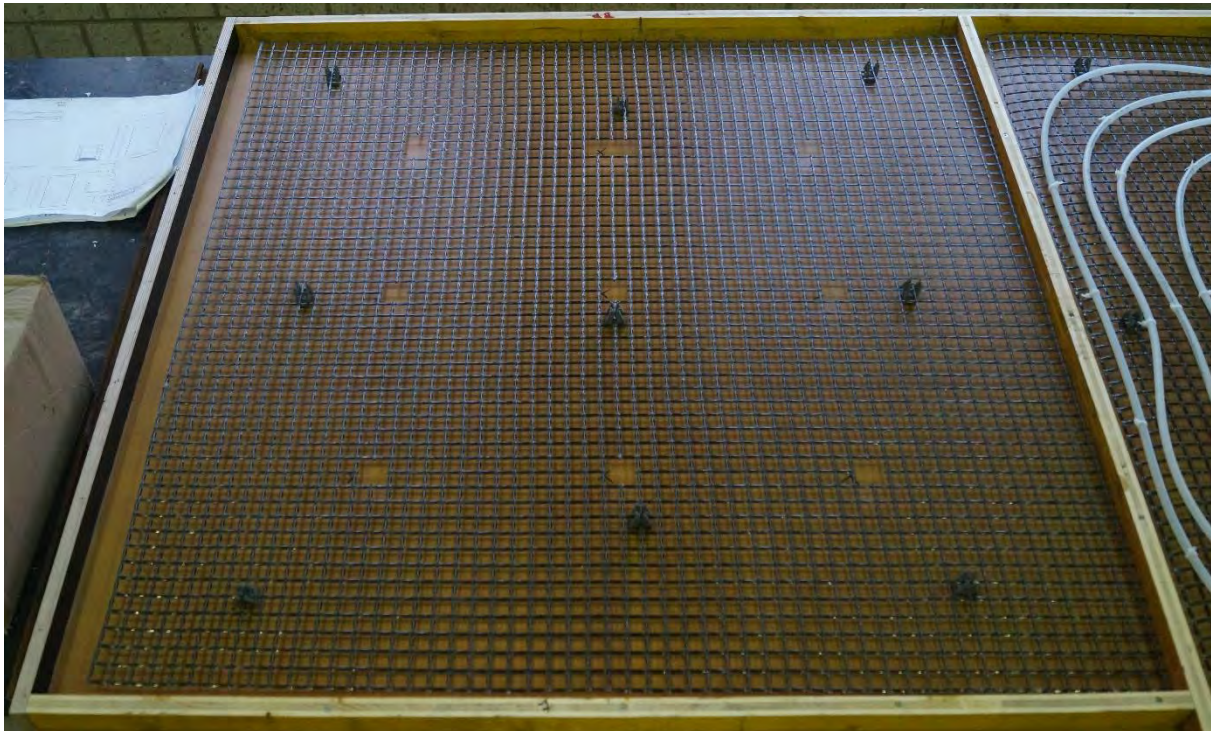


Abbildung 53: Vorsatzschale: Schalung der Bodenplatte, bewehrt

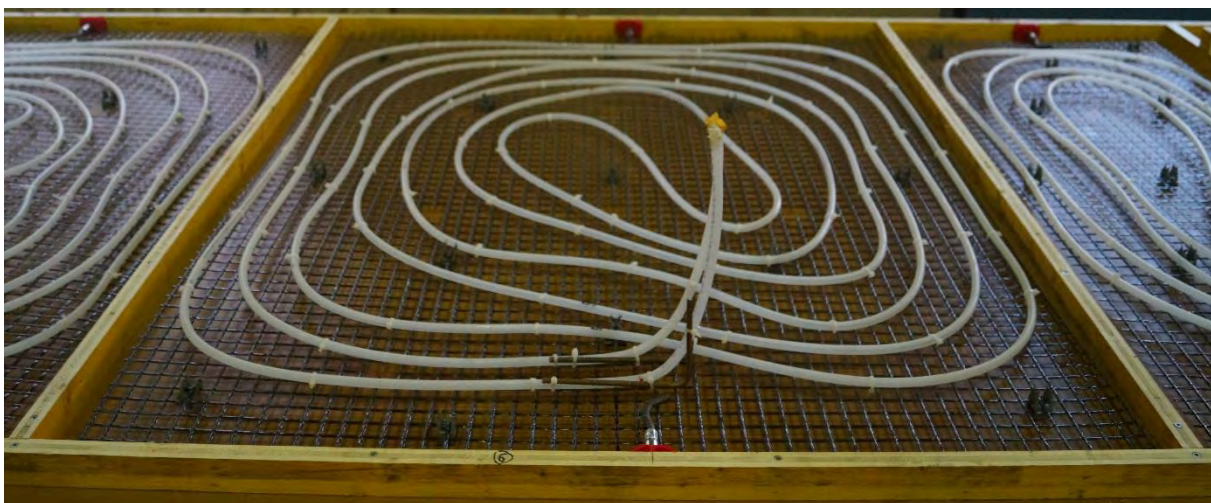


Abbildung 54: Vorsatzschale von Wandbauteil 1, Lage des Rohrregisters

In Abbildung 54 ist die Vorsatzschale von Wandbauteil 1 mit den Einbauteilen und die Bewehrung mit dem Rohrregister dargestellt. Die spiralförmig verlegten Rohrregister sind auf der Bewehrung mit Kabelbindern fixiert. Die Rohrregister führen von der Vorsatzschale in den Innenraum des Großdemonstrators. Dafür sind L-förmige Bewehrungsstäbe eingebaut worden (Abbildung 54). Die Endstücke der Rohrregister sind abgedichtet um Verunreinigungen im Rohrquerschnitt zu verhindern. Die Verbindung von Tragschale und Vorsatzschale ist mit GFK – Verbindungsmitteln ausgeführt. Die Verbindungsmittel werden durch vorgebohrte Löcher durch die Dämmung gesteckt. Ein Draht hält die Verbindungsmittel auf der vorgesehenen Höhe (vgl. Abbildung 55). Die Enden der Verbindungsmittel sind in einem Winkel von 30° abgeschnitten, um den Auflagepunkt des Verbindungsmittels zu verkleinern.

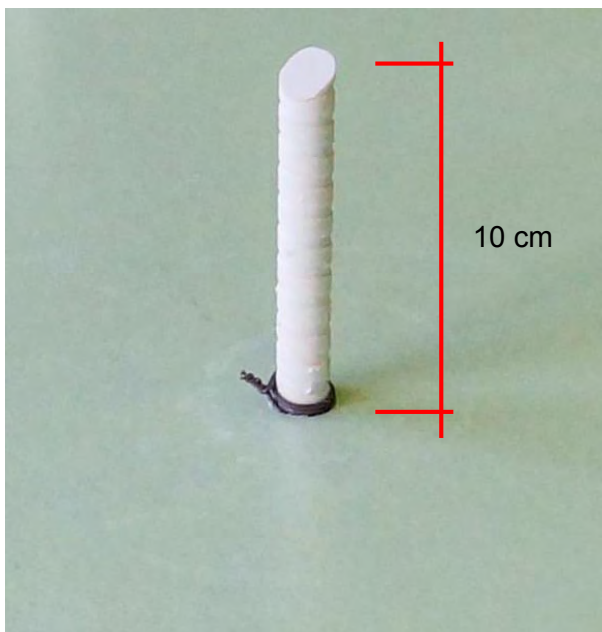


Abbildung 55: GFK – Verbindungsmittel für die Bodenplatte

Die Verbindungsmittel und die Kerndämmung werden in den frischen Beton eingehoben und fest angedrückt. Durch den abgestuften Querschnitt war es wichtig die Kerndämmung genau einzupassen (vgl. Abbildung 56). Zur Nachbehandlung wurden die Betonfertigteile in der Laborhalle in einer Folie verpackt.

Während der Aushärtung der Vorsatzschale ist die Schalung für die Tragschale aufgebaut worden. Die Schalung für die Wand 1 konnte identisch zur Schalung der Vorsatzschale hergestellt werden (vgl. Abbildung 57).

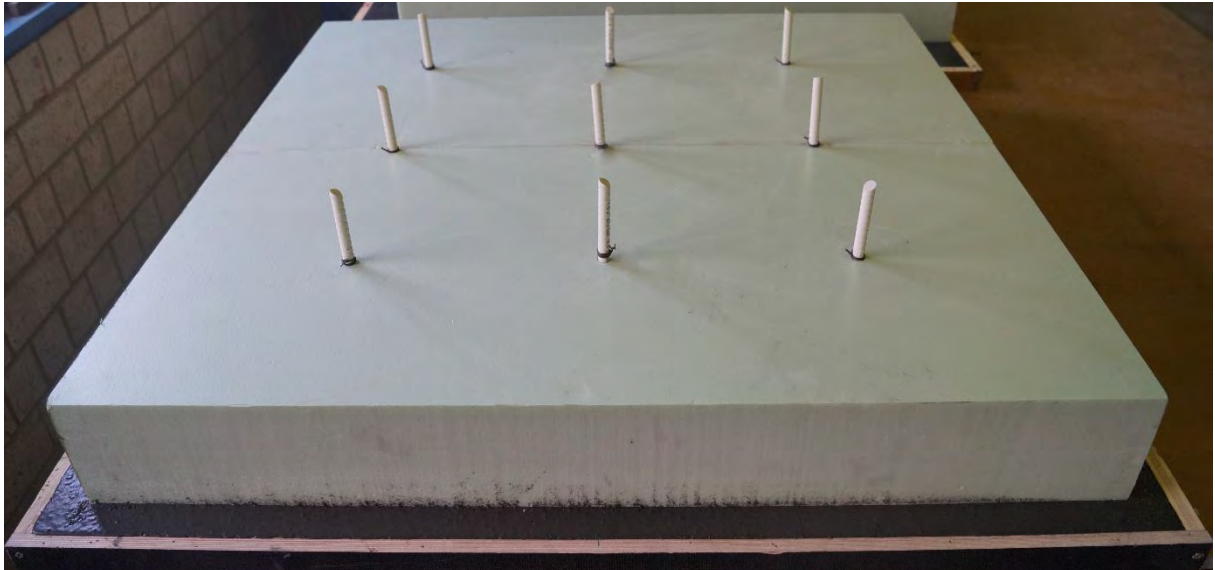


Abbildung 56: Vorsatzschale mit Kerndämmung (Bodenplatte)

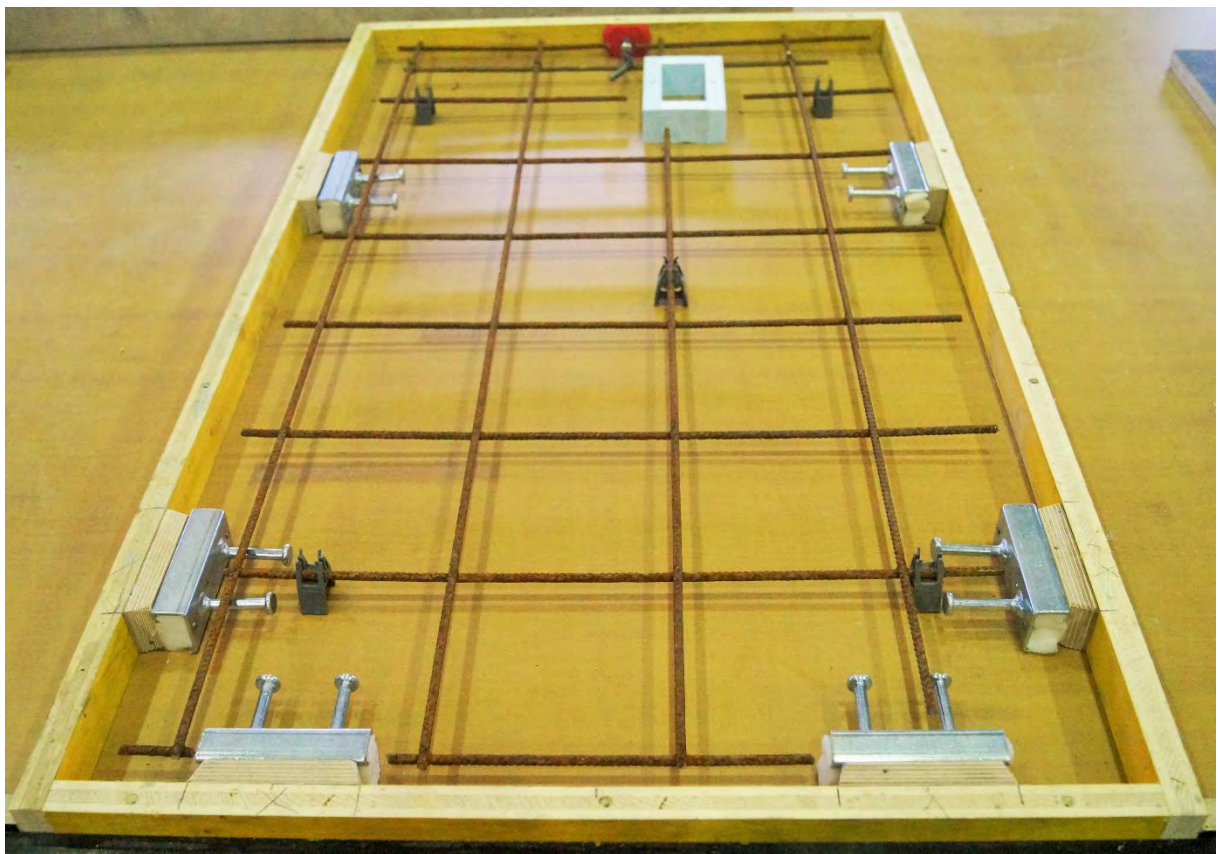


Abbildung 57: Tragschale: Schalung Wand 1

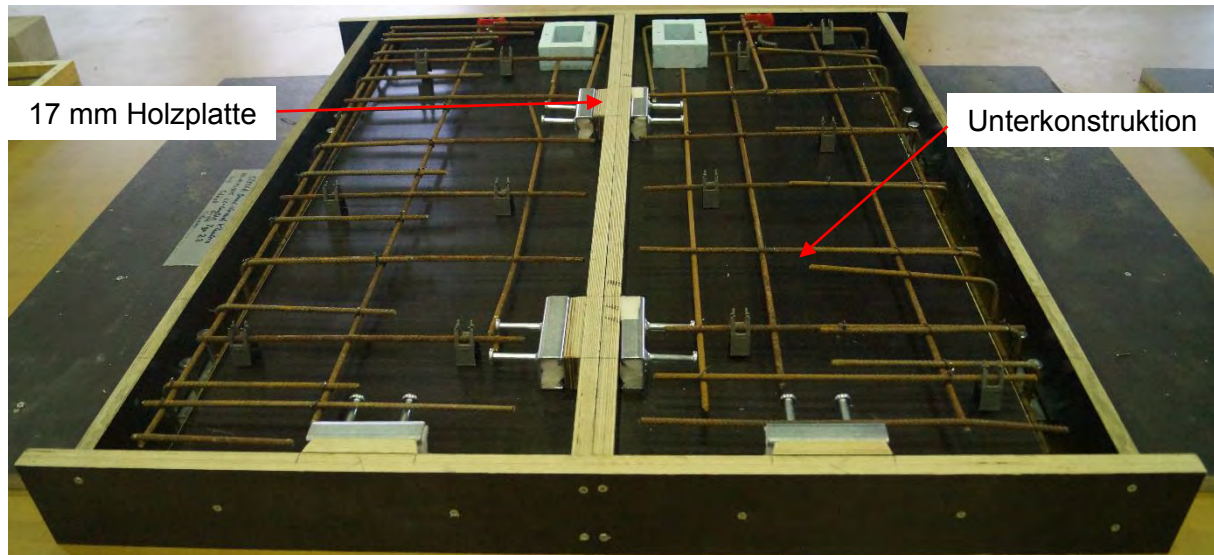


Abbildung 58: Tragschale: Schalung Wand 2

Der Schalungsbau von Wand 2 unterscheidet sich von den vorhergegangenen Bauteilen und ist in Abbildung 58 dargestellt. Aufgrund der 10 cm hohen Wandecke ist eine Unterkonstruktion von 6 cm untergebaut. Der äußere Schalkranz ist auf die Wandeckenhöhe von 10 cm angepasst. Die Stahleinbauteile sind am Schalkranz befestigt. Durch die Doppelkopfschraube ergibt sich eine planmäßige Fuge zwischen den Betonbauteilen von 22 mm. Die einseitig angebrachten Holzplatten von 17 mm Breite mindern die Fugenbreite auf 5 mm ab, um den Verbrauch des Fugenmaterials zu reduzieren. Die oberen Aussparungen in Abbildung 57 und Abbildung 58 sind für die Endstücke der Rohrregister vorgesehen worden. Nach dem Ausschalen konnte der Schaumstoff entfernt und die Anschlüsse an die Rohrregister angebracht werden (vgl. Abbildung 59).

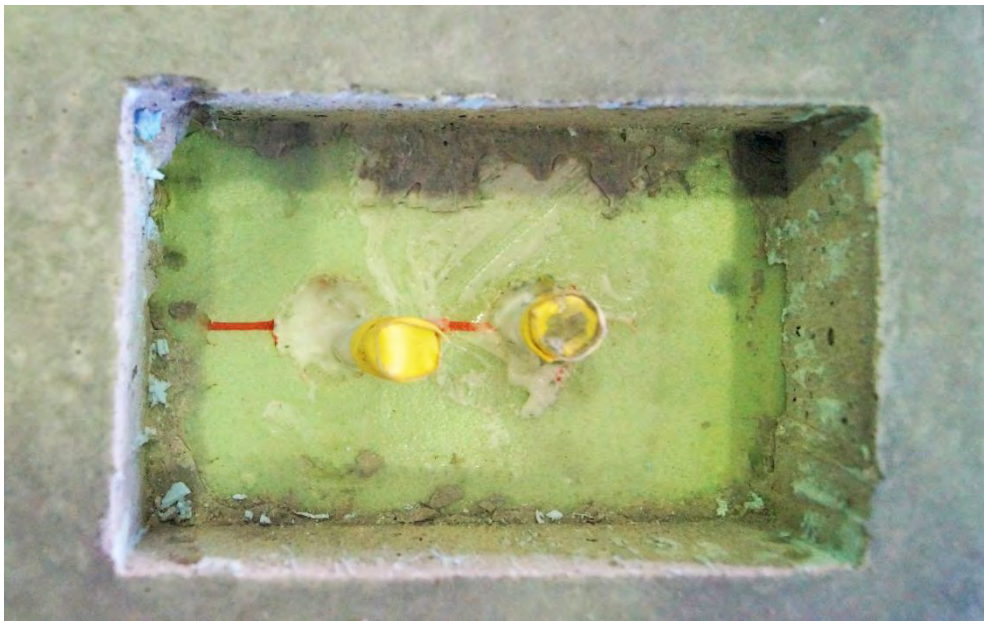


Abbildung 59: Anschluss der Rohrregister

Nach den Schal- und Bewehrungsarbeiten ist der Beton eingefüllt worden. Die ausgehärteten Bauteile der Vorsatzschale mit Kerndämmung wurden in die Tragschale eingehoben. Die Vorsatzschale mit der Kerndämmung war durch die abgestufte Ausführung breiter als die Tragschale. Dadurch war es wichtig den Beton der Tragschale exakt auf die Höhe der Schalung einzubauen, da die eingehobenen Bauteile auf der Schalungsoberkante der Tragschale auflagen. Die hergestellten Sandwichbauteile (vgl. Abbildung 60) lagerten zur Nachbehandlung in der Laborhalle, verpackt in einer Folie.

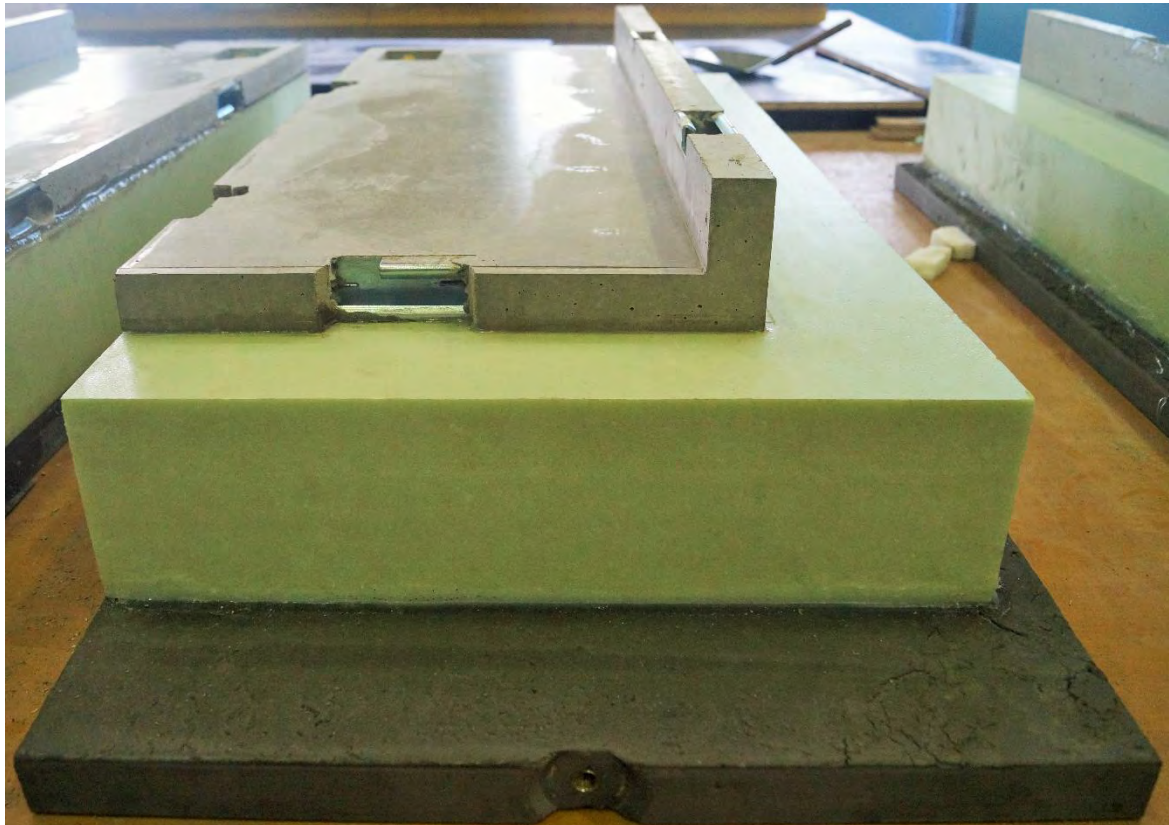


Abbildung 60: Betonfertigteil Wand 2

9.4.3 Tragwerksmontage

Die Tragwerksmontage begann nach einer 28 tägigen Lagerung der Betonfertigteile. Die Bodenplatte wurde auf einer Unterkonstruktion aufgelegt und ausgerichtet. Für eine gleichmäßige Lastverteilung wurde zwischen dem Unterbau und der Bodenplatte Dämmplatten ausgelegt.



Abbildung 61: Unterkonstruktion

Abbildung 62 (links) zeigt das Auftragen des Dichtstoffs „InnoElast Typ2“ und den Einbau der Hammerkopfschrauben in das Stahleinbauteil. Auf die vorbereitete Fläche konnte das erste Sandwichbetonfertigbauteil mit einem Kran aufgesetzt und an der Bodenplatte lotrecht befestigt (vgl. Abbildung 63) werden. Das einzelne Sandwichbetonfertigteil wurde von außen mit einer Holzkonstruktion abgestützt. Die Fugen zwischen den Vorsatzschalen von Bodenplatte zu Wand 1 blieben frei, um nach der Tragwerksmontage mit Hochfestleim verklebt zu werden (vgl. Abbildung 62 (rechts)).



Abbildung 62: Aufbringen des Dichtstoffes (links); Aufgesetztes Wandbauteil (rechts)

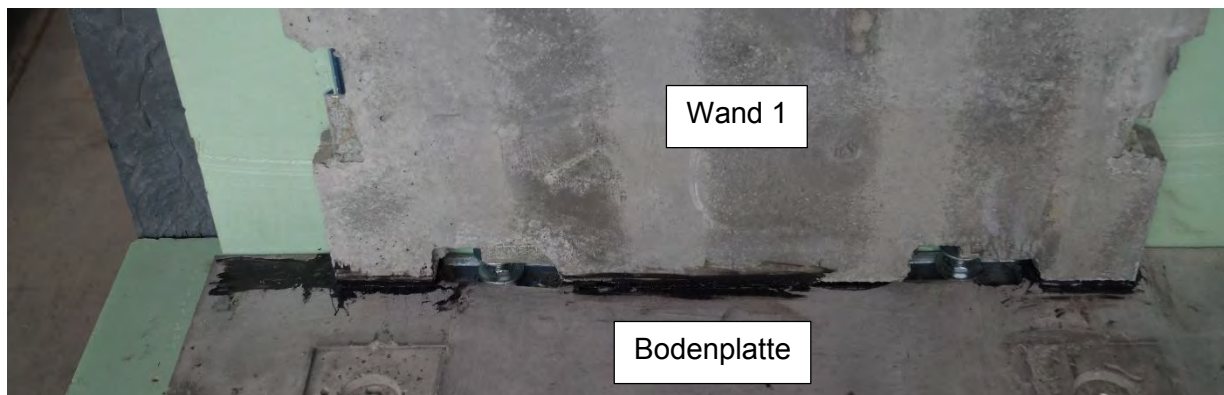


Abbildung 63: Anbau des ersten Betonfertigteils Wand 1

An der Wand 1 wurden folgend links und rechts die Wand 2 befestigt. Nachdem die Wände mit den Hammerkopfschrauben verbunden waren konnte die Holzkonstruktion entfernt werden. Der Aufbau der übrigen Betonfertigteilmwände konnte nach gleichem Vorgehen fortgesetzt werden.

Für die äußeren Fugen in der Vorsatzschalenebene ist eine aufwändige Schalung gebaut worden. Die Schalung ist in Abbildung 64 dargestellt. Der Hochfestleim ist selbstverdichtend und fließfähig. Die Schalung besteht aus einer elastischen Matte aus Hartgummi, einer Schalplatte und drei Schraubzwingen je Seite. Die Schalplatten sorgten für einen gleichmäßigen Anpressdruck auf die Gummimatten.

Durch die hohe Fließfähigkeit des Hochfestleims konnten die Fugen, mit einem Trichter, von oben vergossen werden. Nach der Erhärtungszeit von einem Tag wurde die Schalung entfernt. Zum Zeitpunkt des Ausschalens waren alle Fugen vergossen und intakt. Die Fugen wurden zur Nachbehandlung mit feuchtem Malervlies abgedeckt und täglich erneut befeuchtet.



Abbildung 64: Schalung zum Verfüllen der äußeren Fugen

Nachdem die Nachbehandlung beendet wurde, konnten Haarrisse in der äußeren Fuge beobachtet werden. Temperaturbedingte Verformungen der Vorsatzschale können die Risse erklären. Da der Dichtstoff „InnoElast Typ2“ bei den Untersuchungen zur Wassereindringtiefe, infolge drückendem Wasser keine Undichtigkeiten aufwies, wurden die äußeren Fugen durch den elastischen Dichtstoff ersetzt.

9.5 Dauermessung im Gewässer

Ziel ist es die spezifische Leistung der thermisch aktivierten Vorsatzschale dauerhaft zu dokumentieren um Rückschlüsse auf die Eisfreiheit zu erlangen.

9.5.1 Messkonzept

In folgenden Kapitel wird die Messtechnik im Großdemonstrator beschrieben. Abbildung 65 zeigt den Innenraum des Großdemonstrators. Die einzelnen Rohrregister in den Vorsatzschalen sind durch die Koppelstellen zu einem Kreislauf verbunden. Über eine interne Pumpe wird das Wasser durch das Rohrregister gepumpt. Die dargestellte interne Pumpe entspricht nicht der späteren Ausführung. Die Ein- (Tin) und Austrittstemperatur (Tout) werden über integrierte Temperaturfühler in den T-Stücken gemessen. Zur Sicherung der Messtechnik ist eine Zusatzpumpe eingebaut, die eindringendes Wasser aus dem Innenraum pumpt. Die Zusatzpumpe wird, über eine Zeitschaltuhr vom restlichen Stromkreis getrennt, um den Stromverbrauch zu reduzieren.

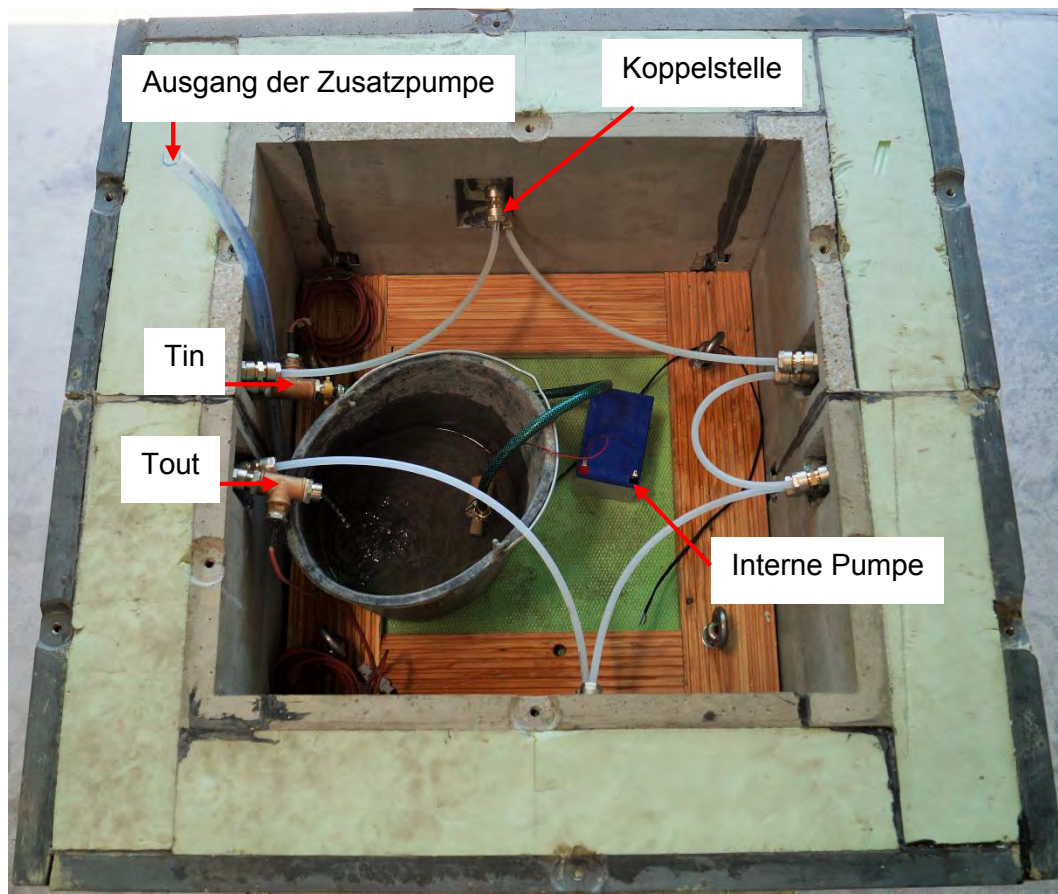


Abbildung 65: Analgentechnik im Großdemonstrator

9.5.2 Autarkie der Messtechnik

Für eine Dauermessung auf einem Gewässer muss sich die Messtechnik autark versorgen können. Zur Stromgewinnung bietet sich eine Photovoltaikanlage an. Ein Stromspeicher sorgt für einen gleichbleibenden Stromfluss bei Nacht. Der Stromspeicher und die Photovoltaikanlage müssen im Großdemonstrator eine Pumpe, einen Durchflussmesser und einen Datenlogger dauerhaft betreiben. Anhand einer Vordimensionierung wurde der Großdemonstrator mit zwei Photovoltaikpaneelen (je 100 W) und zwei Stromspeichern (je 85 Ah) ausgestattet (vgl. Abbildung 66). Mit dieser Auslegung der Stromerzeugung kann die Messtechnik drei Tage dauerhaft versorgt werden.

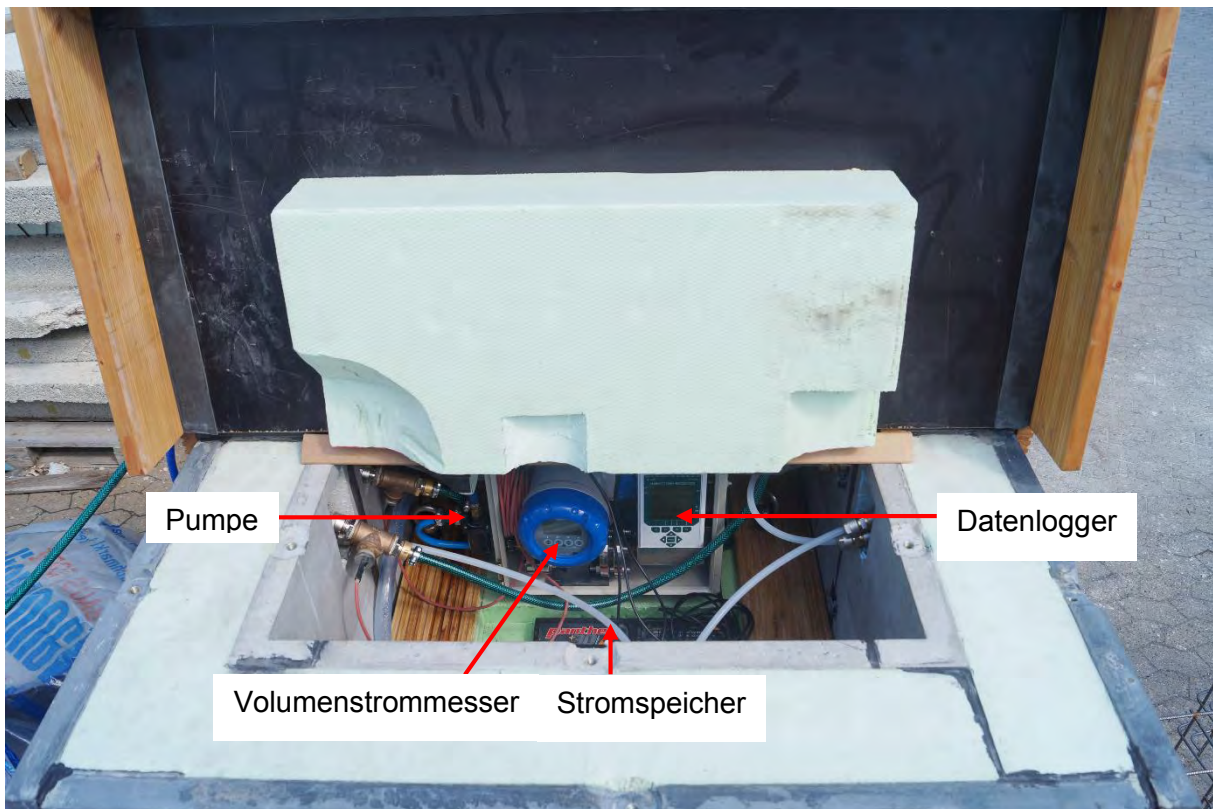


Abbildung 66: Messtechnik im Großdemonstrator

9.5.3 Aufbau der Messtechnik

Der nach oben offene Trog ist mit einem Deckel aus Schaltafeln versehen. Auf den Schaltafeln sind die Photovoltaikpaneele angebracht. Der obere Abschluss ist mit Holzdielen ausgeführt, um den Großdemonstrator gegen einen eventuellen Anprall zu dämpfen (vgl. Abbildung 67). Zum Messraum ist der Deckel zusätzlich gedämmt und abgedichtet.



Abbildung 67: Großdemonstrator

9.6 Stapellauf

Der Großdemonstrator wurde in einem Baggersee in Waghäusel, mit Unterstützung der Firma Heidelberger Sand und Kies GmbH zu Wasser gelassen. Auf dem Firmengelände wurde der Großdemonstrator mit einem Gabelstapler zum Baggersee gefahren und mit einem Bagger, mit einem Ausleger von sieben Metern ins Wasser gelassen (vgl. Abbildung 68). Nach dem Stapellauf des Großdemonstrators fand das Übersetzen mit einem Boot an die vorgesehene Stelle statt (vgl. Abbildung 69). Im Stegbereich, nah am Ufer ist der Großdemonstrator befestigt und mit der Mess- und Anlagentechnik versehen (vgl. Abbildung 70). Der Standort Waghäusel zeichnet sich durch langanhaltende Frostperioden aus, wodurch die geplante Eisfreiheit um den Großdemonstrator überprüft werden kann.



Abbildung 68: Transport mit dem Bagger



Abbildung 69 Übersetzen des Großdemonstrators



Abbildung 70: Endgültige Schwimmelage des Großdemonstrators

10 Zusammenfassung

Das weltweite Bevölkerungswachstum und der steigende Meeresspiegel führen u.a. zu einer Verknappung von Bauflächen. Durch das Bauen auf dem Wasser kann dieser Verknappung entgegengewirkt werden. Ebenfalls ist der Einsatz von schwimmenden Bauwerken für die Tourismusbranche interessant, wodurch neue Wirtschaftszweige in industriearmen Regionen entstehen.

Derzeit werden in Deutschland schwimmende Bauwerke auf Pontons gebaut, die einzig der Sicherung des Auftriebs dienen und keine Innenraumnutzung zulassen. Die Pontons bestehen aus stählernen Kästen oder aus einer ausgeschäumten Stahlbetonglocke. In den Niederlanden werden gegenwärtig schwimmende Pontons mit Innenraumnutzung aus Ortbeton in WU – Bauweise hergestellt. Die Versorgung der Wohnräume zur Deckung des Heiz- und/oder Kühlenergiebedarfs werden gegenwärtig über flexible Rohrsysteme sichergestellt, die mit dem Festland verbunden sind. Eine autarke Versorgung des schwimmenden Bauwerks mit Heiz- oder Kühlenergie ist derzeit einzig über kostenintensive Photovoltaikpaneele und/oder Solarthermie Kollektoren möglich. Das umgebende Wasser bietet ein erhebliches Energiereservoir an, welches zum Heizen oder Kühlen genutzt werden kann. Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, ein schwimmendes Untergeschoss mit möglicher Innenraumnutzung in Sandwichbauweise mit einer thermisch aktivierten Vorsatzschale zu entwickeln und zu errichten. Das umgebene Energiereservoir wird durch eine außenliegende thermisch aktivierte Vorsatzschale erschlossen. Die thermisch aktivierte Vorsatzschale wird durch eine Kerndämmschicht vom Innenraum thermisch entkoppelt. Die innere Tragschale des Sandwichquerschnitts dient dem Lastabtrag der einwirkenden Lasten auf einen Schwimmkörper.

Zur Bemessung eines schwimmenden Untergeschosses in Sandwichbauweise sind Einwirkungen auf das Tragwerk zu bestimmen und in Einwirkungskombinationen zusammenzufassen. Neben den herkömmlichen Einwirkungen auf ein Tragwerk, ist der ständige Wasserdruck, die dynamische Wellenbelastung und dem thermischen Eisdruck infolge einer geschlossenen Eisdecke zu beachten. Durch den Wärmeaustausch über die thermisch aktivierte Vorsatzschale wird der thermische Eisdruck auf das Tragwerk maßgeblich verringert. Infolge dem Ausfall der thermisch aktivierten Vorsatzschale wird der thermische Eisdruck als außergewöhnliche Einwirkung eingestuft. Besondere Bedeutung kommt bei einem Sandwichquerschnitt dem Lastfall Temperatur zu. Aus der Temperaturdifferenz zwischen Vorsatz- und Tragschale folgt eine Dehnungsdifferenz, die von den Verbindungsmitteln zwischen Trag- und Vorsatzschale aufgenommen wird. Bei einem Schwimmkörper befindet sich die Vorsatzschale teilweise unter und teilweise über dem Wasser, wodurch ein zusätzlicher Temperaturlastfall entsteht. Auf die Vorsatzschale wirkt ein nicht-linearer Temperaturverlauf über die Vorsatzschalenhöhe. Umfangreiche Berechnungen

ergaben eine Steigerung der Scherverformung der Vorsatzschale von 20%. Die Verbindungsmittel zwischen Trag- und Vorsatzschale müssen über dementsprechende Reserven verfügen. Nach dem Archimedischen Prinzip schwimmt ein Körper, wenn seine Gewichtskraft durch die Auftriebskraft aufgehoben wird. Die Auftriebskraft berechnet sich über, dass verdrängte Volumen des Schwimmkörpers und der Wasserwichte. Da die Wichte von Wasser konstant ist, ist das verdrängte Volumen des Wassers ausschlaggebend für den Entwurf eines Schwimmkörpers. Weiterhin ist eine stabile Schwimmlage zu beachten. Liegt der Gewichtsschwerpunkt unter dem Auftriebsschwerpunkt des schwimmenden Untergeschosses ist die Schwimmlage stabil. Ein oben offener Trog mit einer schweren Bodenplatte bietet Vorteile hinsichtlich der Schwimmstabilität.

Zur Nutzung des Innenraums von Schwimmkörpern, werden Bauteile aus wasserundurchlässigem Beton erforderlich. In der DafStb Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke [6] sind Regeln für die Verwendung von normalfesten Betonen verankert. Aussagen zu hochfesten Betonen werden nicht getroffen. In einem Versuchsprogramm wurden ein normalfester und ein hochfester Beton mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen auf Wasserundurchlässigkeit nach DIN EN 12390-8 [7] überprüft. Die herstellbedingten Schwachstellen der Vorsatzschale durch die durchstoßenen GFK – Anker und die Auswirkungen der Fuge aus Hochfestleim zwischen den Vorsatzschalen wurden ebenfalls auf Wasserundurchlässigkeit im ungerissenen Zustand untersucht. Die Versuchsergebnisse zeigen eine vernachlässigbare Wassereindringtiefe bei den Versuchskörpern aus hochfesten Beton. Maßgebend wird bei beiden Betonen die Schwachstelle durch den GFK – Anker. An der Schwachstelle ist bei Verwendung eines hochfesten Betons eine maximale Wassereindringtiefe von 3 cm aufgetreten. Weiterhin stellt sich, bei normalfesten und hochfesten Betonen, über die Versuchsdauer ein Selbstabdichtungseffekt ein. Dieser Effekt entsteht durch die Umlagerung des Wassers aus den Kapillarporen in die Gelporen der Betonmatrix. Aufgrund des geringeren Kapillarporenanteils bei hochfesten Betonen ist der Selbstabdichtungseffekt stärker ausgeprägt. Dadurch werden für Bauwerke im direkten Kontakt mit Wasser kleinere Bauteildicken möglich.

Ungeklärt bleibt das Verhalten von hochfesten Beton im gerissenen Zustand. Bei normalfesten Beton ist eine maximale Rissbreite zulässig, da durch den Selbstheilungseffekt rechnerische Rissbreiten bis zu 0,2 mm, bei einem Druckgradienten von < 10 m Wassersäule nach einiger Zeit geschlossen werden. Für einen hochfesten Beton liegen keine Versuchsergebnisse vor. Die Ursachen der Selbstheilung werden in physikalische, chemische und mechanische Vorgänge unterteilt. Durch den geringen Wasser/Feinkorn Anteil im hochfesten Beton ist es denkbar das dass, Nachhydratisieren des Zementsteins stärker ausgeprägt ist und die Selbstheilung schneller abläuft oder sich breitere Risse bei gleichem Druckgradienten schließen.

Der Selbstheilungseffekt von hochfesten Betonen sollte weiterführend untersucht werden, um Aussagen über zulässige Rissbreiten treffen zu können. Dadurch kann ein Tragwerk im ständigen Kontakt mit Wasser wirtschaftlicher bemessen werden.

Die thermisch aktivierte Vorsatzschale nimmt über Rohrregister Wärme auf oder gibt diese ab. Ein thermisch aktiviertes Bauteil wird nach seiner spezifischen Leistung, Wärme abzugeben oder Kälte aufzunehmen beurteilt. Die Leistung einer thermisch aktivierten Bauteils ist von folgenden Parametern abhängig:

- der Rohrteilung,
- der Betonüberdeckung der Rohre,
- der Wärmeleitfähigkeit des Rohrmantels,
- der Wärmeleitfähigkeit der Tragschicht,
- dem Volumenstrom des Heiz- bzw. Kühlmediums und
- der Temperaturdifferenz zwischen Vorlauf- und Umgebungstemperaturen.

Über einer Parameterstudie wurde ein leistungsfähiger Versuchskörper dimensioniert. Der Versuchskörper zur thermisch aktivierten Vorsatzschale konnte unter realitätsnahen Bedingungen im Partwitzer See (Brandenburg) untersucht werden. Zur Bestimmung der spezifischen Leistung des Versuchskörpers ist die Vorlauf- und Rücklauf-temperatur direkt am Versuchskörper, der Volumenstrom und die Wassertemperatur des Sees in unmittelbarer Umgebung aufzunehmen. In ANSYS Fluent wurde ein numerisches Simulationsmodell entwickelt. Die Simulationsergebnisse zeigen eine sehr gute Näherung an die, im Versuch bestimmten Ergebnisse. Die Leistung eines Wärmetauschers muss zukünftig nicht mehr in aufwändigen experimentellen Untersuchungen bestimmt werden.

Die theoretischen und praktischen Untersuchungen aus dem Forschungsvorhaben sind in einem Großdemonstrator umgesetzt worden. Es werden die Herstellbarkeit, das Abdichtungskonzept und die Sicherstellung der Eisfreiheit durch die thermisch aktivierte Vorsatzschale realitätsnah überprüft. Der Großdemonstrator besteht aus plattenartigen Sandwichbetonfertigteilen mit einer thermisch aktivierten Vorsatzschale. Die Betonfertigteile sind durch ein Stahlverbindungsmedium an der Tragschale zug- und druckfest zu einem Trog verbunden. Bei einem Schwimmkörper aus Sandwichbetonfertigteilen ist der Einsatz eines elastischen Dichtstoffes in den äußeren Fugen zwischen den Vorsatzschalen unbedingt notwendig. Ein starres Fugenmaterial kann die temperaturbedingten Scherverformungen der Vorsatzschale nicht kompensieren. Um das wirklichkeitsnahe Verhalten des thermisch aktivierten Sandwichschwimmkörpers bewerten zu können, werden Dauermessungen in einem See durchgeführt. Im Innenraum des Großdemonstrators werden Vorlauf- und Rücklauf-temperaturen und der Volumenstrom des Wassers im Rohrregister dauerhaft aufgenommen und gespeichert. Zusätzlich wird über Außen- und Innenfühler die Temperatur und Luftfeuchtigkeit aufgezeichnet.

Photovoltaikpaneele und Stromspeicher versorgen die Mess- und Pumpentechnik mit Energie autark. Die Dauermessung der thermisch aktivierten Vorsatzschale gibt Auskunft über das nutzbare Energiepotenzial, welches durch das umgebende Wasser bereitgestellt wird. Ebenso wird die Sicherstellung der Eisfreiheit um den Großdemonstrator dokumentiert. Mit den vorgestellten Ergebnissen ist eine konstruktive Bemessung möglich und ein Ansatz zur Ausführung eines Schwimmkörpers mit Innenraumnutzung vorgestellt.

11 Quellenverzeichnis

- [1] Stopp H; Strangfeld P, Schwimmende Wohnbauten Auflage 1, Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., 2012.
- [2] arch-aqua, „Datenblatt Steeltec37,“ [Online]. Available: www.floatinghouse.de/downloads/Datenblatt%20arche%20aqua_1.pdf.
- [3] „Hausboote am Nordkai-Ufer,“ [Online]. Available: <http://www.hamburg.de/contentblob/3329048/data/presentation-nk-u-1.pdf>.
- [4] Genehmigungsleitfaden für Hausboote und schwimmende Häuser im Bezirk Hamburg-Mitte, [Online]. Available: <http://www.hamburg.de/contentblob/3070520/data/genehmigungsleitfaden.pdf>.
- [5] EnEV 2014, Erneuerbare Energiengesetz, 2014.
- [6] DAfStb, „DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton,“ Beuth, Berlin, 2003.
- [7] DAfStb, „Heft 555 Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton,“ Beuth, Berlin, 2006.
- [8] Positionspapier des DAfStb, „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton,“ [Online]. Available: <http://www.dafstb.de/application/PositionspapierDAfStbWU-Feuchte2006-07.pdf>. [Zugriff am Februar 2014].
- [9] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt, ZTV-W 215 Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau, 2012.
- [10] DIN EN 1991-1-1, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [11] DIN EN 206-1, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Berlin: Beuth Verlag, 2001.
- [12] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Kulturbau, DWWK 246 Freibordbemessung an Stauanlagen, München, 1997.
- [13] DIN EN 1991-1-4, „Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen – Windlasten,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [14] DIN 19702, „Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit,“ Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [15] DIN EN 1991-1-3, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten, Berlin: Beuth Verlag, 2010.

-
- [16] DIN EN 1991-1-4, Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [17] Prof. Dr.- Ing. habil. Eberhard Lattermann, Wasserbau - Praxis 3. Auflage, Berlin: Bauwerk, 2010.
- [18] Arbeitsausschuss Ufereinfassungen , Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 2004, Bd. 10. Auflage, Hamburg: Ernst & Sohn, 2004.
- [19] Rücker J.; Henschke, I., „Monitoring der Eisdeckung im Scharmützelseegebiet und Bestimmung ihres Einflusses auf das Unterwasserlichtangebot,“ [Online]. Available: www-docs.tu-cottbus.de/gewaesserschutz/public/aktuelle_reihe/ar_3_2004/ar_03_2004_05_ruecker.pdf. [Zugriff am November 2004].
- [20] DIN EN 1991-1-7, Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7 Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [21] DIN EN 1992-1-2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-2 Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [22] Pagel Spezialbeton GmbH & Co. KG, „http://www.pagel.com/de/uebersicht/grout/uebersicht_grout.htm,“ Pagel Spezialbeton GmbH & Co. KG, [Online]. Available: http://www.pagel.com/de/uebersicht/grout/uebersicht_grout.htm. [Zugriff am 08 April 2015].
- [23] Schöck Bauteile GmbH, „www.schoeck.de,“ [Online]. Available: www.schoeck.de. [Zugriff am 13 Juni 2014].
- [24] DIN EN 12390-8, Prüfung von Festbeton – Teil 8 Wassereindringtiefe unter Druck, Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- [25] DIN EN 12390-2 NA, „Prüfung von Festbeton – Teil 2 Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen,“ Beuth, Berlin, 2012.
- [26] Beddoe, R.; Springenschmid, R., „Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton,“ *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 94, Nr. Heft 4, pp. 158-166, 1999.
- [27] Schmidt M., Fehling E., „Ultra-Hochfester Beton Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa,“ kassel university press GmbH, Kassel, 2003.
- [28] DIN EN 1990, „Grundlagen der Lastannahmen,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [29] Wöbbbecke K., enviteam, „Badegewässerprofil,“ [Online]. Available: <http://www.google.de/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=4&ved=0CDYQFJA>

- D&url=http%3A%2F%2Fwww.luis-bb.de%2Fv%2Fbadestellen%2FV7100029%2Fprofile%2F262.pdf&ei=yJy_VJT6O8e_PMeygfAP&usg=AFQjCNF5XQRFpj-4Xh0vixLBCKqah8VjA&bvm=bv.83829542,d.ZWU&cad=rja. [Zugriff am 12 November 2014].
- [30] DIN EN 1991-1-4 NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [31] Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Die Küste Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke, Hamburg: Druck- und Kommissionsverlag: Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide i. Holstein, 2007.
- [32] DIN EN 1991-1-5, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [33] Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassung Z-21.8-1894 Schöck Thermoanker, 2014.
- [34] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, „Klimadaten Tageswerte,“ [Online]. Available: http://www.dwd.de/bvbw/appmanager/bvbw/dwdwwwDesktop?_nfpb=true&_pageLabel=_dwdwww_klima_umwelt_klimadaten_deutschland&_state=maximized&_windowLabel=T82002&T82002gsbDocumentPath=Navigation%252FOeffentlichkeit%252FKlima_Umwelt%252FKlimadaten%252FKldaten__. [Zugriff am 13 Dezember 2014].
- [35] DIN EN 1264, Raumflächenintegrierte Heiz- und Kühlsysteme mit Wasserdurchströmung, Berlin : Beuth Verlag, 2011.
- [36] Uponor, „www.uponor.de,“ [Online]. Available: <https://www.uponor.de/handler/download.ashx?did=F8F07FED43C84EF1BD9E3DCBE7E611FA>. [Zugriff am 12 Mai 2014].
- [37] DIN EN ISO 10456, Baustoffe und Bauprodukte – Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte (ISO 10456:2007 + Cor. 1:2009), Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [38] Humpal, H, Die thermische Bauteilaktivierung, Hamburg: Diplomica Verlag, 2010.
- [39] B. Glück, Bausteine der Heizungstechnik, Berlin: Verlag für Bauwesen GmbH, 1991.
- [40] B. Innovation, „http://www.bt-innovation.de/,“ [Online]. Available: <http://www.bt-innovation.de/abdichtungstechnik/innoelast/>. [Zugriff am 08 April 2015].

- [41] Deutsches Institut für Bautechnik, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.4-1856,“ Berlin, 2012.
- [42] Gerhard Bollrich, Technische Hydrodynamik 1 Grundlagen 3. Auflage, Berlin, 2010.
- [43] DIN EN 1992-1-2/NA, Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, Berlin: Beuth Verlag, 2010.

12 Anhang I Bilddokumentation

12.1 Experimentelle Untersuchungen zur Wassereindringtiefe und Selbstabdichtung

12.1.1 Versuchsreihe 1



Abbildung 71: P-WE; VM1; C25/30; Lagerung A



Abbildung 72: P-WE; ungestört 1; C25/30; Lagerung A

12.1.2 Versuchsreihe 2



Abbildung 73: P-WE; ungestört 2; HPC; Lagerung A



Abbildung 74: P-WE; VM 2; HPC; Lagerung A

12.1.3 Versuchsreihe 3



Abbildung 75: P-WE; KF 2; HPC; Lagerung A



Abbildung 76: P-WE; KF 3 ; C25/30; Lagerung A

12.1.4 Versuchsreihe 4



Abbildung 77: P-WE; VM 3; C25/30; Lagerung B



Abbildung 78: P-WE; ungestört 2; C25/30; Lagerung B

12.1.5 Versuchsreihe 5



Abbildung 79: P-WE; ungestört 3; HPC; Lagerung B



Abbildung 80: P-WE; VM 2; HPC; Lagerung B

12.1.6 Versuchsreihe 6

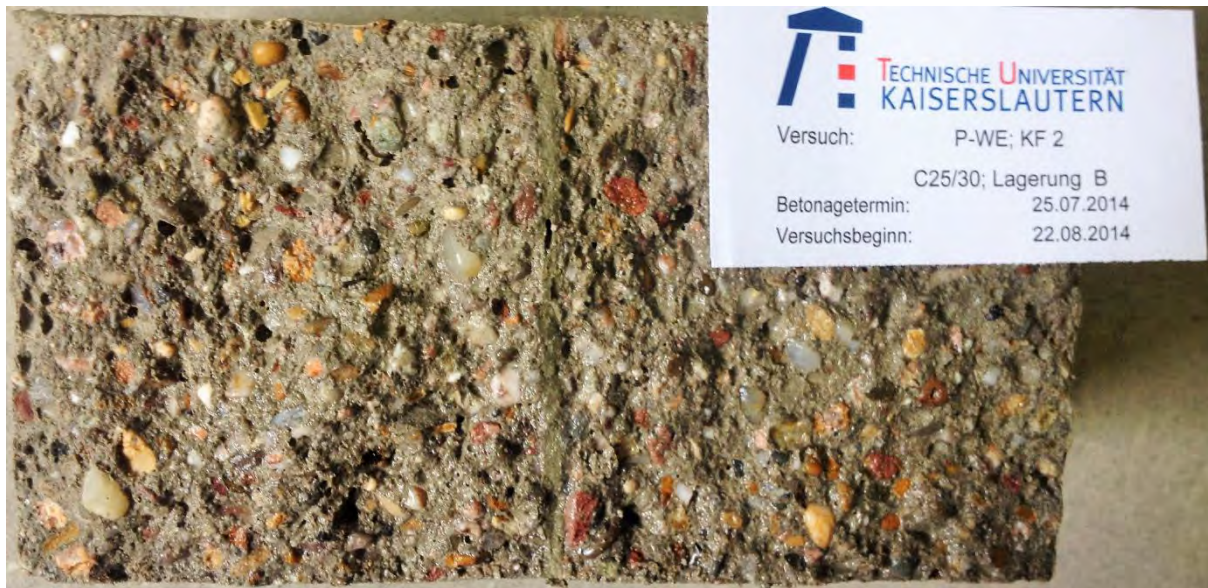


Abbildung 81: P-WE; KF 2; C25/30; Lagerung B

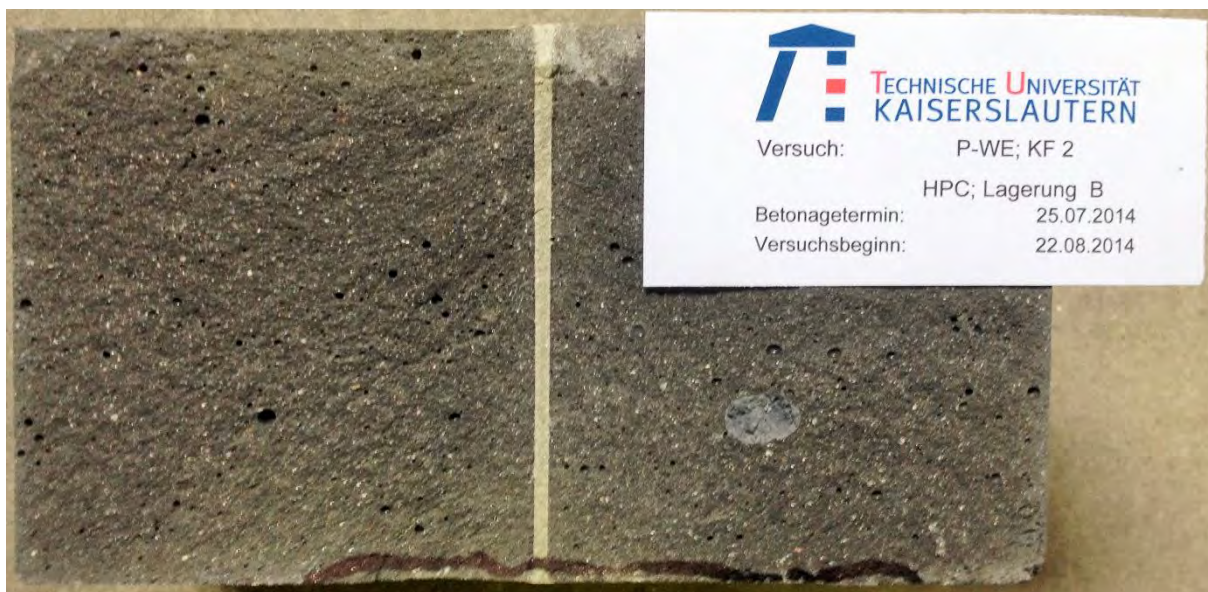


Abbildung 82: P-WE; KF 2; HPC; Lagerung B