



DIPLOMARBEIT

Entwurf einer Pontonbrücke über den Sognefjord

MASTER'S THESIS

Design of a floating bridge across the Sognefjord

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
und
Dipl.-Ing. Dr. techn. Patrick Huber

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
E212-2

von

Dominic Hochwarter
0803852
Mariannengasse 27/3, 1090 Wien

Wien, im November 2018

.....

Danksagung

Da man nicht jeden Tag die Möglichkeit nutzt, jenen Menschen zu danken, denen gegenüber man Dank empfindet, möchte ich nun hier die Gelegenheit wahrnehmen. Zuallererst möchte ich zu meinen Eltern Danke sagen, die mir durch ihren Fleiß und ihrer Hingabe überhaupt erst ermöglichten mit dieser Freiheit, die ich genießen durfte mein Studium in Wien zu bestreiten. Danke Mama, danke Papa. Auch meiner Tante und meinem Onkel, die mir im Laufe meiner Studienzeit zu einer großen familiären Stütze in Wien wurden möchte ich Danke sagen. Danke Tante Marita und Danke Onkel Poldi.

Von meinen Studienkollegen möchte ich Andreas, Markus, Susi, Lukas und Rene danken. Ich betrachte es nicht als Selbstverständlichkeit, dass Kollegen zu Freunden werden mit denen man die Herausforderungen des Studiums gemeinsam bestreiten darf. Danke euch für die coole Zeit auf- und abseits der UNI.

Auch allen anderen Freunden (Luki, Benji, Nico, Pepi, Peda, WSK), die mir dabei geholfen haben den Kopf in der Zeit zwischen den Lehrveranstaltungen und Prüfungen frei zu bekommen um neue Energie zu tanken möchte ich Danke sagen.

Danke auch an dbp für die Möglichkeit, Studium und Beruf in dieser Weise unter einen Hut bringen zu können.

Für die sehr angenehme Betreuung die mir beim Erarbeiten und Verfassen dieser Arbeit zuteilwurde möchte ich mich bei Prof. Kollegger und meinem Betreuer Patrick Huber bedanken. Für das Wissen, das sie mit mir teilten, die Zeit und vor allem die Geduld, die sie mir entgegengebracht haben.

Mein Dank gilt zuletzt all jenen Menschen, die mir auf meinem Weg, der mich an diesen Punkt gebracht hat, Unterstützer, Motivatoren, und auch Lehrer waren.

Danke.

Kurzfassung

Das norwegische Ministerium für Transport und Kommunikation hat 2011 Machbarkeitsstudien in Auftrag gegeben um die Realisierbarkeit einer fährenfreien Verbindung der Europastraße E39 zwischen Kristiansand und Trondheim zu untersuchen. Derzeit gibt es auf dieser Strecke noch 7 Fährenverbindungen, wovon eine über den Sognefjord zwischen Lavik und Oppedal führt. Es wurden bereits einige Machbarkeitsstudien erstellt, die sich der Querung des Sognefjordes widmen, der mit einer Breite von 3700m und einer Tiefe von ca. 1300m eine große Herausforderung für die Planer darstellt, da eine Fundierung am Fjordgrund aus technischer und wirtschaftlicher Sicht kaum zu realisieren ist. Daher werden in beinahe allen Studien schwimmende Brücken, abgesenkte Tunnel, oder Hybridvarianten als Tragstruktur gewählt. Bei derart großen Bauwerkslängen ist vor allem das Verhalten des Bauwerkes bei horizontaler Belastung von großer Bedeutung, da es aufgrund der oftmals geringen Steifigkeit in horizontaler Ebene zu großen Verformungen kommen kann, die für die Nutzbarkeit eines Entwurfes entscheidend sein können. An der TU Wien wurde mit diesem Hintergedanken am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau unter der Leitung von Prof. Kollegger ein Aussteifungskonzept für schwimmende Brücken entwickelt, das in dieser Arbeit durch den Vergleich mit zwei weiteren Aussteifungsvarianten verifiziert wird. Dazu wird eine schwimmende Pontonbrücke mit einem unter Wasser angeordneten Seilnetz (Artificial Seabed), das für die notwendige Horizontalaussteifung der gesamten Struktur sorgen soll, und einer uferseitigen Schrägkabelbrücke für den Schiffsverkehr, entworfen. Basierend auf diesem Entwurf werden 2 Berechnungsmodelle (mit/ohne Schrägkabelbrücke) erstellt, mit denen die drei Aussteifungskonzepte verglichen werden. Für die Analyse der Modelle werden die maßgebenden vertikalen und horizontalen Lasten auf die Struktur aus Eigengewicht, Ausbaulast, Verkehr, Wind, Strömung und Schiffsanprall berücksichtigt.

Das besondere Merkmal des Patentes der TU Wien ist die zusätzliche Anordnung von Auftriebskörpern für die Haupttragseile des Artificial Seabed. Dadurch kann der Seildurchhang erheblich reduziert werden.

Abstract

The Norwegian Ministry of Transport and Communications commissioned feasibility studies in 2011 to investigate the feasibility of a ferry-free connection of the European route E39 between Kristiansand and Trondheim. There are currently 7 ferry connections on this route, one of which crosses the Sognefjord between Lavik and Oppedal. Several feasibility studies have already been published, which are treating the crossing of the Sognefjord, which, with a width of 3700m and a depth of approx. 1300m, holds a major challenge for the planing engineers, since a foundation at the fjord bottom is hardly feasible from a technical and economic point of view. Therefore, almost all of these studies use floating bridges, lowered tunnels, or a hybrid alternative as a supporting structure for their crossing concepts. With such large building lengths, especially the behavior of the structure under horizontal load is of great importance, since it can come to large deformations due to the lack of rigidity in the horizontal plane that can be crucial for the usability of a designed concept. With this ulterior motive, a stiffening concept for floating bridges was developed at the Institute of Structural Engineering at the TU Wien by Professor Kollegger, which is verified in this work through comparison with two other stiffening concepts. For this purpose, a floating pontoon bridge with a submerged cable net (Artificial Seabed) to provide the necessary horizontal stiffening of the entire structure and a shore-side cable-stayed bridge for shipping passage is designed. Based on this design, 2 analysis models (with/without a cable-stayed bridge) are developed, with which the three mentioned concepts are compared. The analysis of the models takes into account the most relevant vertical and horizontal loads on the structure regarding dead weight, traffic, wind, water flow and ship impact.

The special feature of the patent of the TU WIEN is the additional assembly of pontoons for the main ropes of the Artificial Seabed. As a result, the rope sag can be reduced massively.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	II
Abstract	III
Inhaltsverzeichnis	IV
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung Sognefjord.....	2
2 Seeüberquerungen	4
2.1 Realisierte schwimmende Brücken.....	5
2.2 Überquerungskonzepte Sognefjord.....	17
2.2.1 Strukturtyp A – Schwimmende Brücken.....	19
2.2.2 Strukturtyp B – Abgesenkte schwimmende Tunnel.....	27
2.2.3 Strukturtyp C – Hängebrücke.....	33
3 Horizontalaussteifung schwimmender Brücken	39
3.1 Patent Aardal.....	40
3.2 Patent Søreide.....	44
3.3 Patent TU Wien.....	48
4 Entwurf Pontonbrücke	55
4.1 Lasten - Allgemein.....	55
4.1.1 Lasten auf Querungsbauwerke - Allgemein.....	55
4.1.2 Lasten auf Pontonbrücke - Allgemein.....	57
4.2 Entwurf Artificial Seabed.....	58
4.2.1 Grundlegende Annahmen Parameterstudie.....	58
4.2.2 Lastannahmen für die Parameterstudie.....	63
4.2.3 Lastbilder.....	67
4.2.4 Ergebnisse Parameterstudie.....	69
4.2.5 Wahl der Kennwerte des Artificial Seabed.....	79

4.3 Entwurf schwimmende Brücke	82
4.3.1 Geometrie und Abmessungen der Tragstruktur.....	82
4.3.2 Lastannahmen schwimmende Brücke	96
5 Vergleich der Aussteifungssysteme.....	112
5.1 Allgemeine Modelldaten	113
5.2 Lastfälle und Kombinationen	116
5.2.1 Lastfälle	116
5.2.2 Lastfallkombinationen	117
5.3 Modell 1.....	118
5.3.1 Modellbeschreibung	118
5.3.2 Ergebnisse Modell 1	120
5.4 Modell 2.....	123
5.4.1 Modellbeschreibung	123
5.4.2 Ergebnisse Modell 2.....	124
5.5 Überprüfung der Machbarkeit der Struktur	127
6 Zusammenfassung und Ausblick.....	139
Literaturverzeichnis	141
Abbildungsverzeichnis.....	145
Tabellenverzeichnis.....	150

1 Einleitung

Die norwegische Küstenschnellstraße E39 verbindet als Teil des europäischen Straßennetzes auf einer Strecke von ca.1100km die beiden Städte Kristiansand, im Süden, mit dem nördlich gelegenen Trondheim. Ab April 2011 wurden vom norwegischen Ministerium für Transport und Kommunikation unter dem Projekttitel „Norwegian Coastal Highway Route E39 Feasibility Study Project“ Machbarkeitsstudien in Auftrag gegeben, um die Realisierbarkeit einer fährenfreien Verbindung zwischen beiden Städten und deren Auswirkungen auf die umliegenden Gebiete zu prüfen.

Aus wirtschafts- und sozialwissenschaftlicher Sicht erwartet man sich von diesen Studien Aufschlüsse über das Potential für Handel, Industrie, regionale Beschäftigung und Siedlungsstruktur zu gewinnen. Hauptaugenmerk liegt dabei darauf die Folgeentwicklungen für Struktur und Produktivität in der umliegenden Region der E39 abzuschätzen, die durch ein Wachstum an Wohn- und Beschäftigungsgebieten erzielt werden können. Durch eine solche Verbindung kann beispielsweise die Reisedauer von derzeit ca.20h auf 11-12h reduziert und dadurch eine Ersparnis von ca. 1Mrd. US-Dollar an Transportkosten pro Jahr erwirtschaftet werden (Ellevset, 2013).

Aus technischer Sicht sollen vor allem Technologien und Konzepte erforscht und entwickelt werden, die für die Errichtung solcher Brücken- und/oder Tunnelbauwerke notwendig sind. Ein Teil dieser Machbarkeitsstudien beschäftigt sich u.a. mit dem Thema Energiegewinnung und wie die neu zu errichtende Infrastruktur dazu genutzt werden kann um aus den vorhandenen natürlichen Ressourcen wie Sonneneinstrahlung, Strömung, Wellengang und Wind Energie zu gewinnen (Ellevset, 2013).

Derzeit gibt es noch 7 Fährenverbindungen über Fjorde, die aufgrund ihrer Geographie hoher Investitionssummen und innovativer Konzepte für die Errichtung derartiger Überquerungsbauwerke bedürfen und die auch hinsichtlich der Spannweite der Konstruktionen in Norwegen in dieser Form noch nicht realisiert wurden (Ellevset, 2013).

1.1 Problemstellung Sognefjord

Einer dieser 7 noch per Fähre zu überquerenden Fjorde ist der Sognefjorden, der mit 205km Länge und einer Tiefe von ca. 1308m der längste Fjord Norwegens und der zweitlängste weltweit ist (Randrup-Thomsen, et al., 2013). Die E39 verbindet an diesem Fjord die Orte Lavik und Ytre Oppedal, wobei die Fähre eine Strecke von 5,8km zurücklegt.



Abbildung 1-1: Fährenverbindung Lavik - Ytre Oppedal

Aufgrund der hohen Wassertiefe, der steil abfallenden Uferbereiche und einer 200-300m tiefen, nicht tragfähigen Bodenschicht (Ellevset, 2013) am Fjordgrund ist eine Bodenfundierung mit den derzeitigen technischen Möglichkeiten sehr schwer zu realisieren. Hinzu kommt die an der schmalsten Stelle im Umland der beiden Orte vorhandene minimale Querungslänge von ca. 3700m. Die bisher längste Spannweite einer Hängebrücke, die mit der Akashi-Kaikyō Brücke erreicht wurde beträgt ca. 1991m (Mehlhorn, 2007). Daher müssen, speziell für den Sognefjord, alternative Querungskonzepte, vor allem in Hinblick auf die Länge und Fundierung der Bauwerksstruktur ausgearbeitet werden.

Randbedingungen Fjordüberquerung – Sognefjord

Da die Fjorde von Handels- und Passagierschiffen frequentiert werden, gibt es Planungsgrundlagen, die von jedem Entwurf eingehalten werden müssen um einen sicheren Schiffsverkehr zu gewährleisten. Der Lichtraum für eine vorzusehende Überquerung hat dabei am Sognefjord folgende Bedingungen zu erfüllen:

- Breite: 400m
- Höhe über Wasser: 70m
- Höhe unter Wasser: 20m

In diesem Raum dürfen keine Konstruktionselemente eines Überquerungsbauwerkes angeordnet sein.

Es gibt bereits einige Machbarkeitsstudien (siehe 2.2), die sich mit der Überquerung des Sognefjordes auseinandersetzen. Einer der in den Studien bearbeiteten Bauwerksstrukturtypen behandelt schwimmende Brücken. Diese benötigen durch die große Querungslänge am Sognefjord besondere Aussteifungskonstruktionen für die Belastung von quer zur Brückenlängsachse angreifenden Kräften. Diese sind notwendig, um die horizontalen Verformungen auf ein Maß zu reduzieren, damit ein ungehinderter Verkehrsbetrieb der Brücke möglich ist. An der TU Wien wurde ein Patent entwickelt, das durch zusätzliche Auftriebskörper der Aussteifungskonstruktion eine weitere mögliche Variante für die Querung von Gewässern mit großer Länge, wo Bodenfundierungen bautechnisch nicht, oder nur schwer zu realisieren sind, bietet. Anlehnend an einen schwimmenden Brückentyp mit einer uferseitigen Schrägkabelbrücke für den Schiffsverkehr (siehe 2.2.1) wird ein Vorentwurf der Brücke erstellt. Die unterschiedlichen Aussteifungskonstruktionen werden zunächst ohne und dann inkl. dieses Brückenentwurfes im Kapitel 5 miteinander verglichen.

2 Seeüberquerungen

Aufgrund seiner Topographie bevorzugten Ingenieure, die sich mit der Querung des Sognefjordes in Form von Machbarkeitsstudien auseinandersetzen, in den meisten Fällen Lösungen, die ohne Bodenverankerung ihrer Konstruktionen am Seeboden auskommen (siehe 2.2). Wenn eine Ableitung der Lasten in den Boden über Fundamente am Grund von Fluss-/See- oder Meeresböden nicht möglich, oder nur schwer zu realisieren ist, bieten schwimmende bzw. vorwiegend am Ufer fest verankerte Brücken Alternativen, die technisch realisierbar sind und sich bereits in der Praxis bewehrten (siehe 2.1).

Erste Aufzeichnungen von schwimmenden Brücken gehen auf das Jahr 4000v.Chr. zurück (Brown, 1993). Bereits in der Antike wurden, hauptsächlich zu militärischen Zwecken, Boote aneinander getaut umso eine Überquerung von Seehindernissen zu ermöglichen. So etwa König Xerxes, der mit zwei 300 Booten umfassenden Brücken Millionen Soldaten die Überquerung der Dardanellen ermöglichte.

1912 wurde die erste moderne schwimmende Brücke, die Galata-Brücke in Istanbul fertiggestellt, die den Beginn für weitere Bauten dieser Form im Laufe des 20. Jahrhunderts markiert. Diese bereits errichteten Bauwerke und die im Zuge von Machbarkeitsstudien ausgearbeiteten Brückenkonzepte lassen sich in Strukturtypen einteilen und werden auszugsweise im nächsten Kapitel näher behandelt.

Einteilung von schwimmenden Brückentypen nach (Watanabe, 2003)

Bauwerke, die Wasserhindernisse überqueren können in folgende Typen eingeteilt werden:

	Lage		Strukturtyp
1	Tiefer als Meeresgrund		Unterwassertunnel
2	Etwas unterhalb des Meeresgrundes		Eingetauchter Tunnel
3	Komplett abgesenktes Tragwerk		Abgesenkte schwimmende Brücke oder Tunnel
4	Komplett abgesenkte Fundierung	kontinuierliche Fundierung	Schwimmende Brücke mit kontinuierlicher, abgesenkter Fundierung
		getrennte Fundierung	Schwimmende Brücke mit getrennter Fundierung
5	Halb eingetauchte Fundierung		Schwimmende Brücke mit halb eingetauchter Fundierung
6	Pontonfundierung		Schwimmende Brücke mit Pontonfundamenten
7	Pontonträger		Pontonbrücke
8	Züge, die im Wasser fahren		Amphibischer Zug
9	Gründung auf Meeresgrund		Herkömmliche Brücke

Tabelle 2-1: Typen schwimmender Brücken und Tunnel (Watanabe, 2003)

2.1 Realisierte schwimmende Brücken

Galata-Brücke

Die alte 457m lange Galata-Brücke wurde 1912 als erste moderne schwimmende Brücke am Goldenen Horn in Istanbul errichtet (Bemessungsdaten siehe Tabelle 2-2). Die Fundierung der Brücke bestand aus 50 schwimmenden Stahl-Pontons, die über gelenkige Anschlüsse miteinander verbunden sind. Die Lagesicherung wurde durch Verankerung der Brücke mit Ketten am Ufer sichergestellt.



Abbildung 2-1: Galata-Brücke in Istanbul (Kramarczik, 1984)

Lacey V. Murrow Floating Bridge

Die erste schwimmende Brücke über den Lake Washington wurde nach einer Bauzeit von 2 Jahren im Juli 1940 fertiggestellt. Durch die Bodenverhältnisse im See hätte die Errichtung einer konventionellen Brückenkonstruktion ca. das 5-fache einer schwimmenden Variante gekostet, wodurch die Entscheidung auf eine Pontonbrücke gefallen ist. Diese liegt auf 25 Pontons aus Beton auf, die zur Stabilisierung im 30m tiefen See über Kabel in Betonfundamenten verankert sind. Die Pontons mit Standardabmessungen von 107m Länge, 18m Breite und 4,4m Höhe sind in Längsrichtung starr miteinander verbunden. Der Überbau besteht aus einem Hohlkastenträger aus Stahlbeton. An beiden Enden der Pontonbrücke wurden Stabbogenbrücken errichtet, die so gelagert sind, dass Verformungen des schwimmenden Brückenabschnittes aufgenommen werden können. Um größeren Schiffen die Durchfahrt zu ermöglichen wurde auf der Ostseite ein Feld der Schwimmbrücke als Schubbrücke mit

einem beweglichen Teil errichtet, der beim Passieren eines Schiffes in ein benachbartes Feld geschoben werden kann (Washington State Department of Transportation, 1990).



Abbildung 2-2: Lake V. Murrow Floating Bridge (Gutierrez, 2012)

Evergreen Point Bridge 1963

Die zweite Schwimmbrücke über den Lake Washington wurde 1963 errichtet und hat eine Länge von ca. 2310m (Bemessungsdaten siehe Tabelle 2-2). Der schwimmende Teil der Brücke besteht aus 33 vorgespannten Betonpontons mit einer Wandstärke von ca. 23cm, die mit Stahlkabeln ($\varnothing=70\text{mm}$) im Seeboden in Betonfundamente verankert sind. Der größte Ponton hat eine Länge von ca. 110m und ein Gewicht von ca. 6700to. In der Mitte der Brücke wurden zwei Hebevorrichtungen aus Stahl gebaut, die eine Hebung dieser Brückenfelder um ca. 2,4m ermöglichen. Zusätzlich wurden zwei ca. 4,9m lange bewegliche Pontons an dieser Stelle errichtet, die durch ihre Verschiebung eine Passierbreite von ca. 61m freigeben.

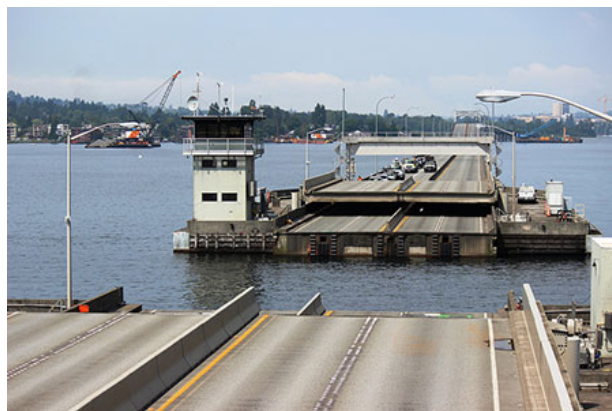


Abbildung 2-3: Hebevorrichtung Evergreen Point Bridge (Osterberg, 2015)

Die minimale Höhe der Brücke liegt bei ca. 2,4m über der Wasseroberfläche und steigt an der Ostseite auf ca. 18m über dem Wasserspiegel an. Insgesamt wurden ca. 5350to an Bewehrungsstahl im Beton verbaut, das Gesamtgewicht der Brücke liegt bei ca. 114.000to (Washington State Department of Transportation, 2017).



Abbildung 2-4: Evergreen Point Bridge (Dllu/Wikimedia Commons, 2015)

Nach über einem halben Jahrhundert in Betrieb wurde die Brücke durch den Bau der neuen Evergreen Point Bridge 2016 geschlossen. Die Anfälligkeit der Pontons gegen Windsturmbelastung und die Tragfähigkeit der Anschlüsse in den Tragwerksknoten gegen Erdbeben konnten durch Instandsetzung, mit vertretbarem Aufwand nicht mehr auf die heute geforderten technischen Voraussetzungen adaptiert werden. Zusätzlich wurde die Brücke in den späten 50er Jahren nicht für das heutige Verkehrsaufkommen geplant, bzw. entspricht die damalige Verkehrsplanung nicht den heutigen Anforderungen, wodurch ein Neubau unerlässlich wurde (Washington State Department of Transportation, 2017).

Bemessungsdaten Galata und Lacey V. Murrow Brücke

	Galata	Lacey V. Murrow
Wassertiefe max [m]	41	75
maximale vertikale Verformung [m]	-0,5/-0,14	+0,3/-0,9
Geschwindigkeit Strömung [m/s]	0,27	-
Bemessungswellenhöhe [m]	-	2,4
Bemessungswindgeschwindigkeit [m/s]	-	28

Tabelle 2-2: Galata und Lacey V. Murrow Brücke (Watanabe, 2003)

Evergreen Point Bridge 2016

Seit ihrer Inbetriebnahme nach einer 4-jährigen Bauzeit ist die zweite Evergreen Point Bridge mit einer Länge von 2310m die längste schwimmende Brücke weltweit. Die Brücke bietet Platz für jeweils 2 Fahrstreifen in jede Fahrtrichtung, einem Pannestreifen, ebenfalls auf beiden Seiten, sowie einem ca. 4m breiten Fahrradstreifen, der in das bestehende Fahrradverkehrswegenetz integriert wurde. Zusätzlich wurde die Brücke auch für eine Zugverbindung ausgelegt, sollte in Zukunft der Bedarf dafür bestehen.



Abbildung 2-5: Evergreen Point Bridge (Washington State Department of Transportation, 2017)

Die Brücke wird auf 77 Pontons gelagert, die in 3 Typen eingeteilt werden können. In Längsrichtung sind 21 Pontons mit einer Länge von ca. 110m angeordnet, die das Haupttragelement der Brückenkonstruktion bilden und auf denen der Überbau gelagert ist. Die Querpontons markieren das Ende der Brücke und bilden den Übergang zu den Verbindungsbauwerken zum landseitigen Straßennetz. Die Stabilisierungspontons dienen der Stabilisierung und wie die Längspontons der Lagerung der Brücke.

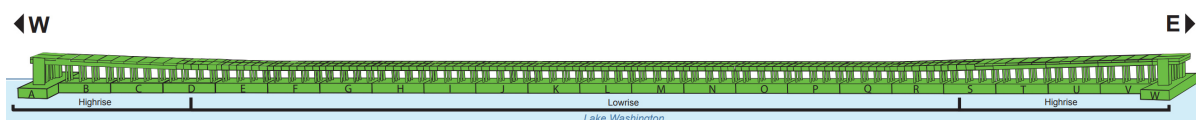


Abbildung 2-6: Brückenmodell (Washington State Department of Transportation, 2017)

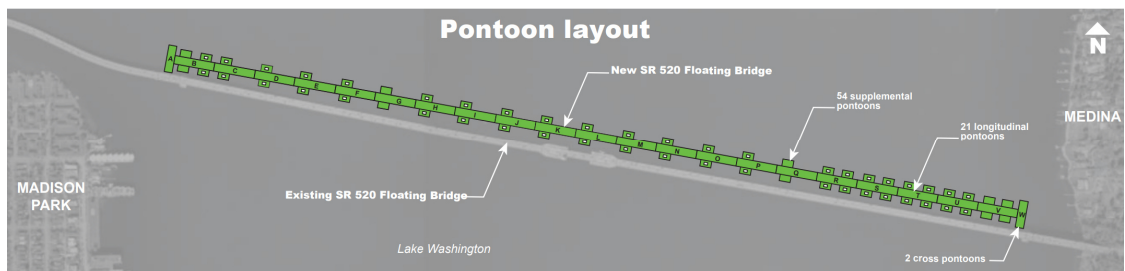


Abbildung 2-7: Grundriss Pontonanordnung (Washington State Department of Transportation, 2015)



Abbildung 2-8: Längspontons (Links), Querpontons (Mitte), Stabilisierungspontons (Rechts) (Washington State Department of Transportation, 2017)

Die Lagesicherung der Pontons erfolgt durch Verankerung über Stahlkabel am Grund des Lake Washington. Es wurden dabei 3 unterschiedliche Typen geplant.

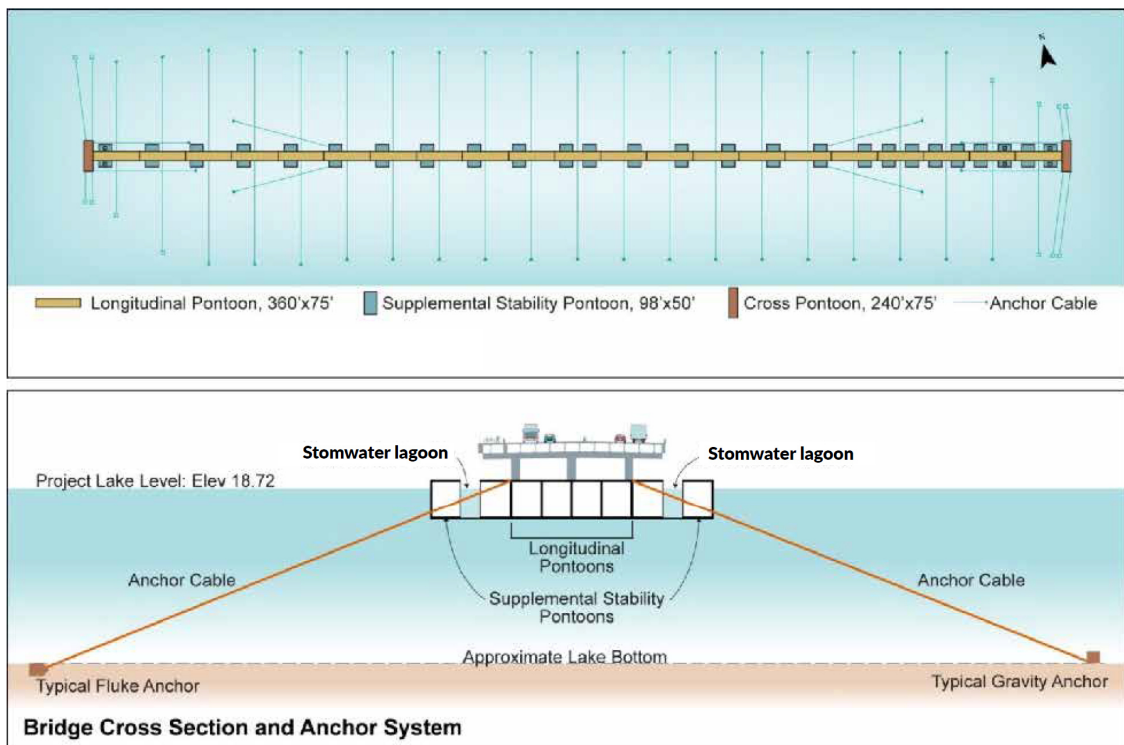


Abbildung 2-9: Pontonverankerung Stahlkabel (Washington State Department of Transportation, 2017)

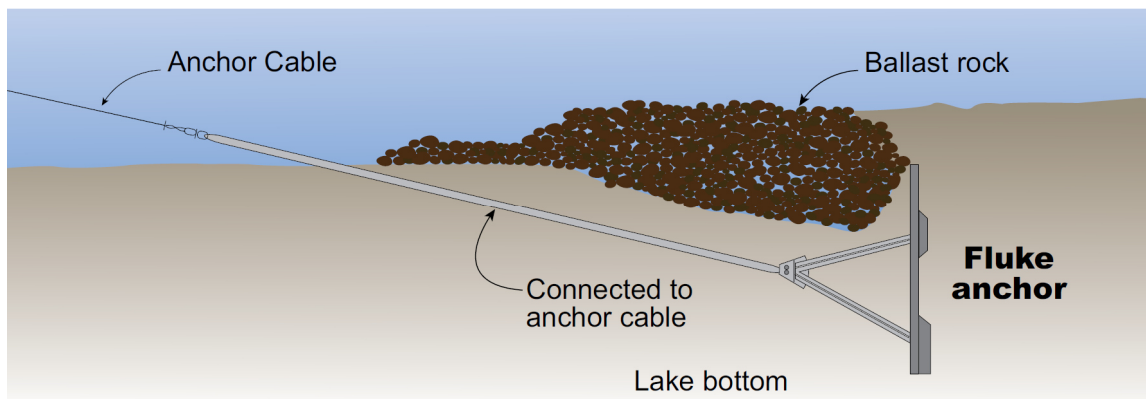


Abbildung 2-10: Verankerungstyp 1 (Washington State Department of Transportation, 2017)

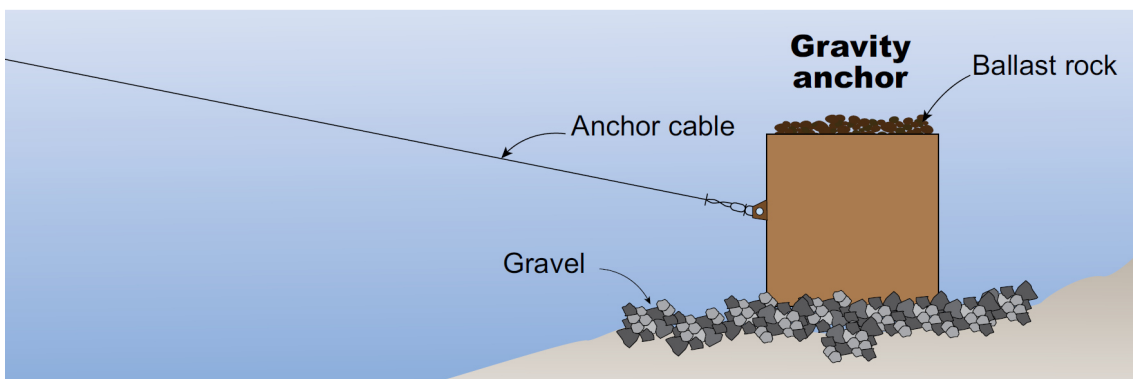


Abbildung 2-11: Verankerungstyp 2 (Washington State Department of Transportation, 2017)

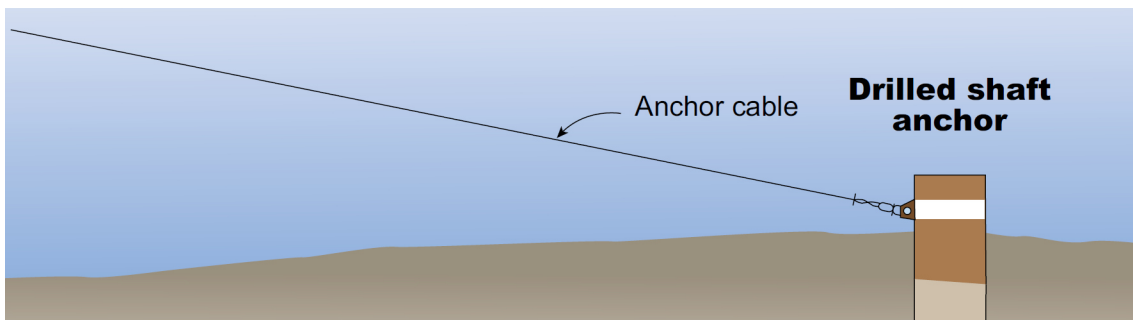


Abbildung 2-12: Verankerungstyp 3 (Washington State Department of Transportation, 2017)

Der Überbau setzt sich aus insgesamt 803 Betonteilen zusammen, wobei 776 Fertigteile davon im niedrigeren Brückenabschnitt, 23 im erhöhten und 4 Ortbetonplatten im Übergangsbereich zwischen Brücke und uferseitiger Straße errichtet wurden. Die Platten werden dabei auf 771 Betonstützen und 331 Betonträgern gelagert (Washington State Department of Transportation, 2017).



Abbildung 2-13: Betonfertigteil Fahrbahnplatte (Washington State Department of Transportation, 2017)



Abbildung 2-14: Betonstützen und –träger (Washington State Department of Transportation, 2017)

Bergsøysund Brücke

Die 1992 eröffnete Bergsøysund Brücke (Gesamtkosten damals ca. € 40 Mio) liegt an der norwegischen Westküste in der Nähe der Stadt Kristiansand und verbindet über eine Länge von 845m die Orte Bergsøya und Aspøya über den 320m tiefen Bergsøyfjord. Der Überbau der Brücke liegt auf 7 Pontons auf und entspricht im Grundriss einem Bogen mit einem Radius von $R=1300\text{m}$. Diese Form der Brücke ergibt sich aus den auftretenden Belastungen wie Wind und Strömung in Richtung des Fjordes (Bemessungsdaten siehe Tabelle 2-3). Die Pontons haben, im Gegensatz zu den zuvor erläuterten Brücken in Washington keinerlei seitliche Verankerung. Das statische System entspricht einem 845m langen Träger, der beweglich auf den Pontons gelagert ist. Durch die Pontons ergibt sich eine maximale Spannweite des Trägers von 105m.

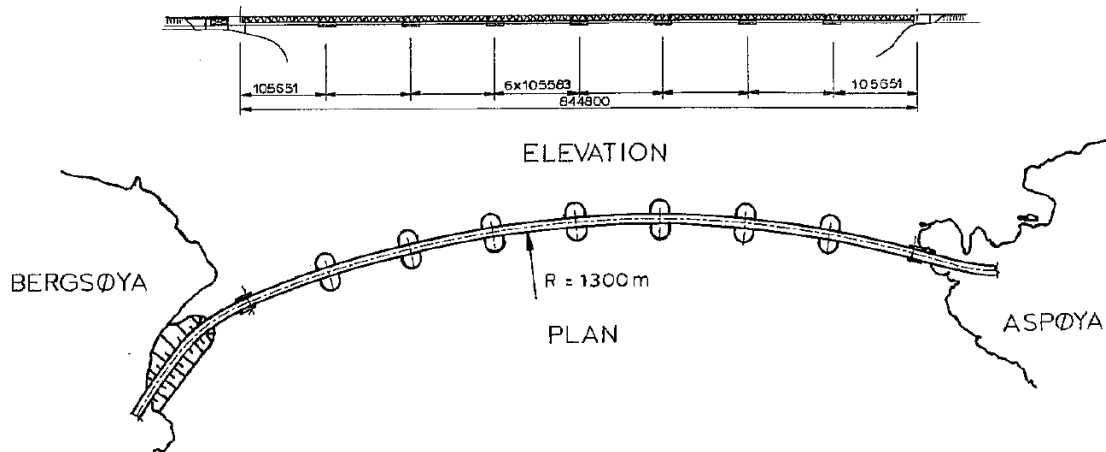


Abbildung 2-15: Grundriss und Ansicht Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993)

Die uferseitigen Lager wurden um beide Trägerachsen gelenkig ausgeführt und so geplant, dass die auftretenden Lasten in Längs- und Querrichtung sowie vertikale Verformungen sowie Verdrehungen aufgenommen werden können. Das gesamte System kann dadurch eine vertikale Verformung, bedingt durch die Gezeiten, von bis zu $\pm 2,0\text{m}$ ohne Schäden aufnehmen.

Der Überbau der Brücke besteht aus Stahl (Stahlgüte S460 und S355) und setzt sich aus einer orthotropen Platte ($t_{\text{Deckblech}}=12\text{mm}$) und einem Rohrfachwerk ($\varnothing=0,95\text{-}1,2\text{m}$ mit $t_{\text{Rohr}}=35\text{-}55\text{mm}$), das die Platte mit den Pontons verbindet, zusammen. Die Aussteifung der Platte erfolgt durch trapezförmige Querrippen. Insgesamt wurden 6250to an Stahl in der gesamten Brücke verbaut.

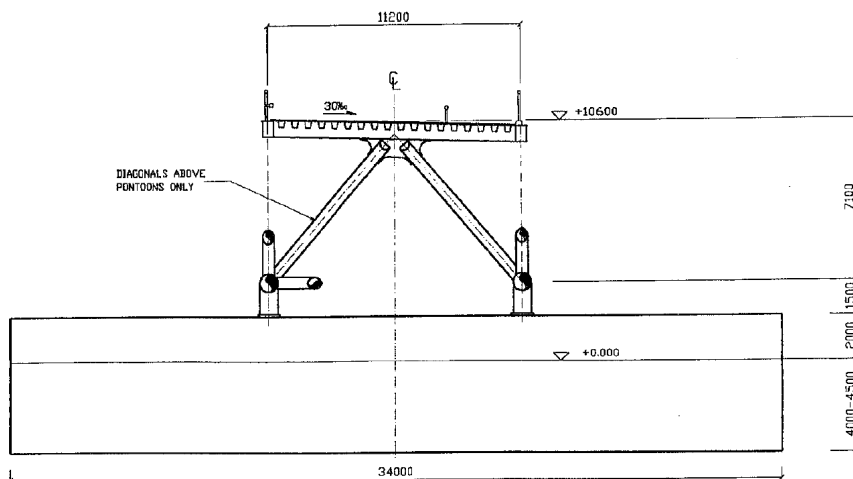


Abbildung 2-16: Querschnitt Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993)

Die Pontons wurden aus Leichtbeton hergestellt und haben Außenabmessungen von Länge/Breite/Höhe = 34/20/6m bzw. 7m, wobei die Einsinktiefe 4m beträgt. Auf den

Pontons wird die Brücke an 4 Punkten gelagert, wobei 2 Punkte davon starr und 2 nur für die Aufnahme von vertikalen Lasten ausgebildet sind. Das insgesamt verbaute Betonvolumen beträgt 4800m^3 .

Besonders herausfordernd an der Brücke war die Ausbildung der uferseitigen Auflagerpunkte. Es müssen nicht nur die Bogenkräfte (Druck/Zug), sondern auch die Verformungen des Systems aufgenommen werden können. Gelöst wurde dies mit einem beweglichen Stahlrohr ($L=12\text{m}$, $\text{Ø}=0,54\text{m}$, $t_{\text{Rohr}}=140\text{mm}$), das innerhalb der Lagerkonstruktionen in Hinblick auf die Achsenrotation der Brücke so positioniert wurde, dass die Belastung aus Biegemomenten möglichst minimiert wird. Um den Anforderungen an das Tragwerk hinsichtlich Festigkeit und gleichzeitig auch ausreichend duktilem Werkstoffverhalten zu genügen wurde hier ein Stahl mit einer Streckgrenze von $550\text{N}/\text{mm}^2$ ausgeführt (Solland, et al., 1993).

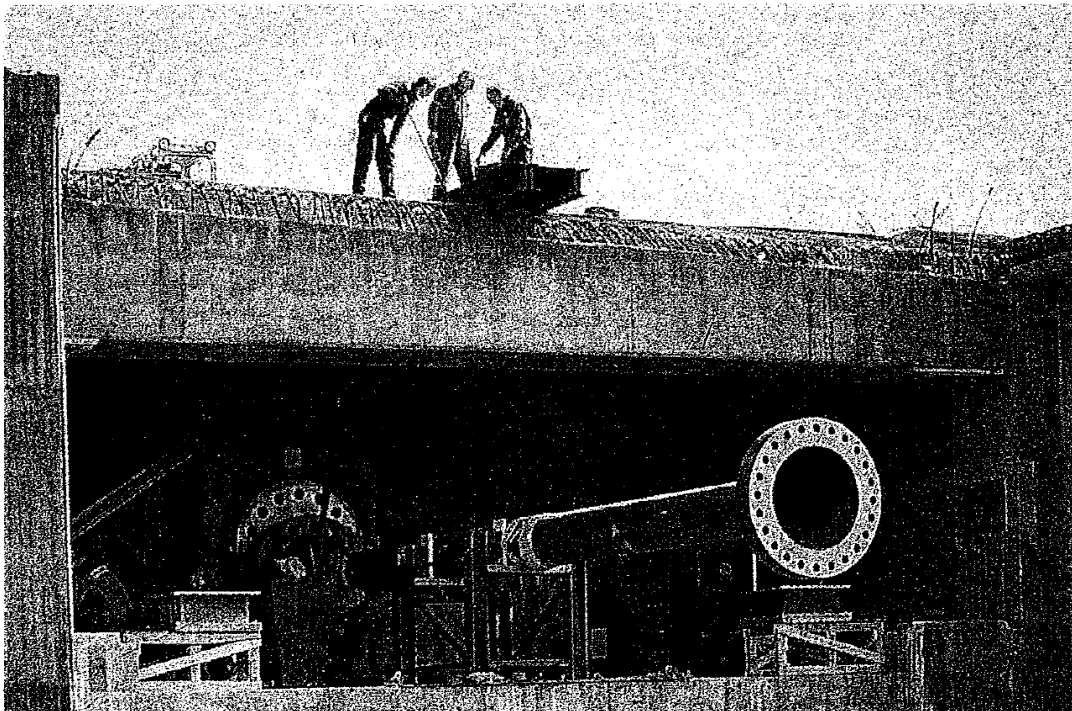


Abbildung 2-17: Einbau des beweglichen Stahlrohres am Auflager (Solland, et al., 1993)



Abbildung 2-18: Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993)

Nordhordland Brücke

Die 1994 fertiggestellte Nordhordland Brücke (Gesamtkosten ca. € 62,5Mio) liegt zwischen Flatøy und Salhus und war eine der ersten Brücken, bei der 2 unterschiedliche Typen, ein Abschnitt als schwimmende Brücke, ein zweiter als Schrägkabelbrücke, ausgeführt wurden.



Abbildung 2-19: Nordhordland Brücke (Aas-Jakobsen, 2005)

Durch den Schiffsverkehr war auch hier ein Lichtraum (Breite/Höhe/Tiefe = 350/50/32m) für das sichere Passieren von Schiffen des 500m tiefen Fjordes im Konzept

zu berücksichtigen, wodurch man sich für eine Lösung entschieden hat, bei der dieser notwendige Raum mit einer Schrägkabelbrücke, deren 100m hoher H-förmiger Pylon am Festland fundiert ist, realisiert wurde. Nach diesem Brückenabschnitt folgt eine 1246m lange schwimmende Brücke, die auf 10 Betonpontons gelagert ist, wodurch sich eine maximale Brückenspannweite von 113,25m ergibt. Einen der beiden Fixpunkte der Schwimmbrücke bildet am Ufer der Schrägkabelbrücke ein im Seeboden fundiertes Lager, das am Übergang von der Schrägkabelbrücke zum schwimmenden Abschnitt angeordnet ist. Der zweite Fixpunkt befindet sich am gegenüberliegenden Ufer am Verbindungsbauwerk zwischen Brücke und uferseitigem Straßennetz. Wie die Bergsøysundbrücke weist auch die Nordhordlandbrücke im Grundriss eine Bogenform (Radius =1700) auf, um die auftretenden Belastungen, vor allem aus Wind und Strömung optimal abtragen zu können (Bemessungsdaten siehe Tabelle 2-3).

Der Brückenträger besteht aus einem Stahl-Hohlkasten (Stahlgüte S355, an kritischen Stellen S540) mit einer Breite von 15,9m und einer Höhe von ca. 5,6m. Die Pontons wurden aus hochfestem Beton der Güte LC55 hergestellt (Aas-Jakobsen, 2005).

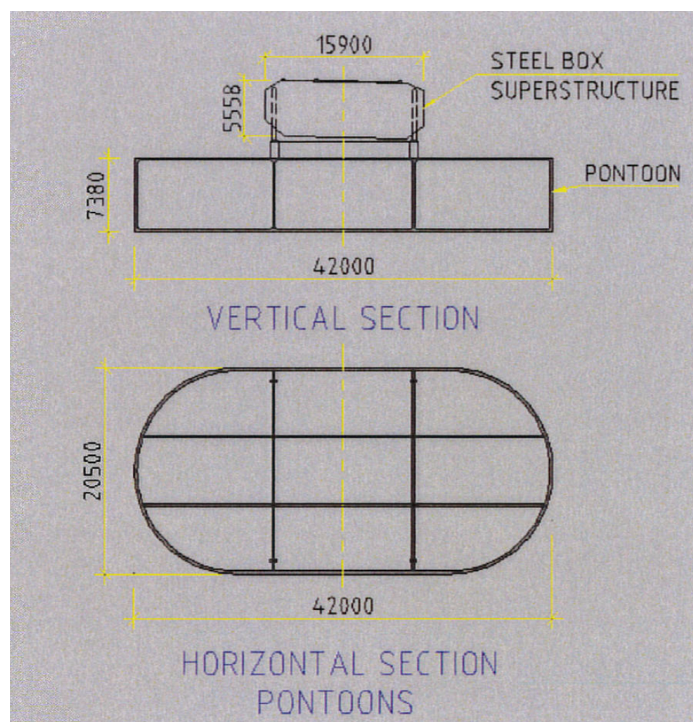


Abbildung 2-20: Querschnitt und Draufsicht Ponton/Überbau (Aas-Jakobsen, 2005)

Hinsichtlich der Verbindung am Ufer unterscheidet sich die Nordhordland Brücke von der am Bergsøysundfjord durch die Verwendung von beweglichen Platten anstatt eines Stahlrohres (Watanabe, 2003).

Bemessungsdaten Bergsøysund und Nordhordland Brücke

	Bergsøysund	Nordhordland
Wassertiefe max [m]	320	500
maximale vertikale Verformung [m]	+2,0/-2,0	+1,6/-1,4
Geschwindigkeit Strömung [m/s]	1,31	1,75
Bemessungswellenhöhe [m]	1,4	1,67
Bemessungswindgeschwindigkeit [m/s]	37,54	27,1

Tabelle 2-3: Bergsøysund und Nordhordland Brücke (Watanabe, 2003)

Yumemai Brücke

Die Yumemai Brücke wurde 2000 als Teil des „Techno Port Osaka“-Projektes fertiggestellt. Sie hat mit ihrem schwenkbaren Brückenabschnitt ein weltweites Alleinstellungsmerkmal unter den schwimmenden Brücken (siehe Abbildung 2-21). Zwei Stahlpontons dienen als Hauptlager für den beweglichen Brückenabschnitt, der für große Schiffe geöffnet werden kann.



Abbildung 2-21: Yumemai Brücke (Nkensei/Wikimedia Commons, 2007)

Zwischen den Pontons bilden zwei Bogenelemente die Haupttragstruktur der Brücke auf denen der 38,8m breite Überbau gelagert ist. Das Verankerungssystem zur Lagesicherung der Brücke besteht aus Dalben, beweglichen Wandlagern, die über Pfähle an den Dalben positioniert sind und Gummifedern, die ein Abdriften der Brücke verhindern (Watanabe, 2003).

Bemessungsdaten Yumemai Brücke

	Yumemai
Wassertiefe max [m]	10
maximale vertikale Verformung [m]	+4,8/-0,52
Geschwindigkeit Strömung [m/s]	0,2
Bemessungswellenhöhe [m]	1,4
Bemessungswindgeschwindigkeit [m/s]	42

Tabelle 2-4: Yumemai Brücke (Watanabe, 2003)

2.2 Überquerungskonzepte Sognefjord

Wie bereits in Kapitel 1.1 erläutert, stellt die Herstellung einer fährfreien Verbindung über den Sognefjord aufgrund seiner Topographie (Breite $\approx 3700\text{m}$, Tiefe $\approx 1300\text{m}$) eine besondere Herausforderung dar, mit denen die Orte Lavik und Oppedal miteinander verbunden werden sollen. In einem ersten Schritt sollten im Zuge einer Vorstudie (Ellevset & Skorpa, 2011) am Beispiel des Sognefjordes Alternativen ausgearbeitet werden, bei denen Erfahrungen und Technologien aus dem Bau von Offshore-Ölplattformen ebenso einfließen sollen, wie Konzepte und Ideen von bereits realisierten schwimmenden Brücken (siehe 2.1).

Das Hauptaugenmerk dieser Projektstufe lag dabei auf:

- Sicherheit für Verkehr und Bauwerk (z.B.: Lastfall Schiffsanprall, Redundanz, bekannte Gefahren, etc.)
- Realisierbarkeit der Konstruktion (die ausreichend Widerstand gegen die relevanten Belastungen bietet und den dafür evtl. notwendigen technischen Innovationen)
- Robustheit bzw. Widerstandsfähigkeit gegen unterschiedliche örtliche Verhältnisse (Wassertiefe, Wellen, Wind und Strömung, Schiffsverkehr, etc.)
- geringstmögliche Behinderung für den zukünftigen Schiffsverkehr, sowie minimale Abweichung vom derzeit anzuwendenden Normenwerk und Richtlinien
- Robustheit und Einfachheit in Hinblick auf zukünftige Kontrollen, Instandhaltung bzw. Instandsetzung der Objekte

Strukturtypen

Als Output dieses vorab formulierten Zieles der Studie veröffentlichte die Projektgruppe der Norwegian Public Roads Administration einen Bericht mit technisch möglichen Alternativen, wobei sie sich auf die 3 aus ihrer Sicht vielversprechendsten Strukturtypen konzentrierten:

	Bridge Type	Kurzbeschreibung
A	Schwimmende Brücke	Hohe Lage über Wasseroberfläche, auf Pontons gelagert, nur am Ufer verankert, Schiffsverkehr in Fjordmitte
A	Schwimmende Brücke	Am Ufer verankert, hohe Brücke in Ufernähe für den Schiffverkehr
A	Schwimmende Brücke	in Kombination mit einem abgesenkten schwimmenden Tunnel für den Schiffsverkehr
B	Abgesenkter schwimmender Tunnel	Zwei parallel verlaufende und in Querrichtung miteinander verbundene Tunnelröhren, abgehängt von an der Wasseroberfläche schwimmenden Pontons
B	Abgesenkter schwimmender Tunnel	Einzelntunnelröhre in einer horizontalen Bogenform, abgehängt von Pontons an der Wasseroberfläche, mit horizontalen Verankerungskabeln am Ufer
C	Hängebrücke	Brücke mit nur einem gestützten Feld über den Fjord
C	Hängebrücke	mit Pontonfundierung um die Stützlänge zu reduzieren

Tabelle 2-5: 3 Strukturtypen (Ellevset & Skorpa, 2011)

Auf Basis dieser Vor-Machbarkeitsstudie wurden in den darauffolgenden Jahren einige der hier erwähnten Konzepte als Basis für weiterführende Studien aufgegriffen, teilweise abgeändert und durch eine Erhöhung des Detaillierungsgrades weiterentwickelt.

In den nächsten Kapiteln werden einige der hier angeführten Strukturtypen, sowie durch weiterführende Studien verfeinerte Konzepte näher erläutert.

2.2.1 Strukturtyp A – Schwimmende Brücken

Aufgrund der großen Tiefe von 1250m an der vorgesehenen Stelle des Überquerungsbauwerkes hat man sich bei einigen Entwürfen gegen feste Verankerungen am Fjordgrund entschieden. Wie bereits erwähnt stellt auch die Länge von 3700m eine Herausforderung, vor allem für den horizontalen Widerstand gegen Versagen bzw. Verformung des Bauwerkes dar. Dies resultiert durch eine Belastung der Bauwerksstruktur aus Strömung, Wind und Wellen, etc.

Typ A – Schwimmende Brücke

Diese Brücke ist über Betonstützen auf Pontons gelagert und steigt bis zur Mitte des Fjordes stetig an um den notwendigen Lichtraum (siehe 1.1) für den Schiffsverkehr zu erreichen. Die Form entspricht im Grundriss betrachtet einem Bogen. Obwohl eine Brücke in dieser Form noch nicht gebaut wurde, lassen die bisherigen Studien vermuten, dass vor allem die problematischen horizontalen Lasten ohne Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit von dieser Struktur abgeleitet werden können.

Für eine höhere Drehsteifigkeit werden beiden Brückenpfeiler auf einem Single-Ponton gelagert, der parallel zum Ufer ausgerichtet ist. Dadurch hat dieser eine kleinere Angriffsfläche gegenüber den örtlichen Belastungen aus Wind quer zur Brückenlängsachse und den auftretenden Wellenlasten.



Abbildung 2-22: Schwimmende Brücke auf Single-Pontons ("Bucket Handle Alternative") (Ellevset & Skorpa, 2011)

Alternativ dazu wurde ein zweite Variante für den Entwurf des Überbaus geplant. Dabei kommen 2 getrennte Überbauquerschnitte zur Anwendung. Diese werden in Querrichtung miteinander verbunden und ermöglichen dadurch eine höhere Steifigkeit der Struktur in der horizontalen Ebene (Ellevset & Skorpa, 2011).

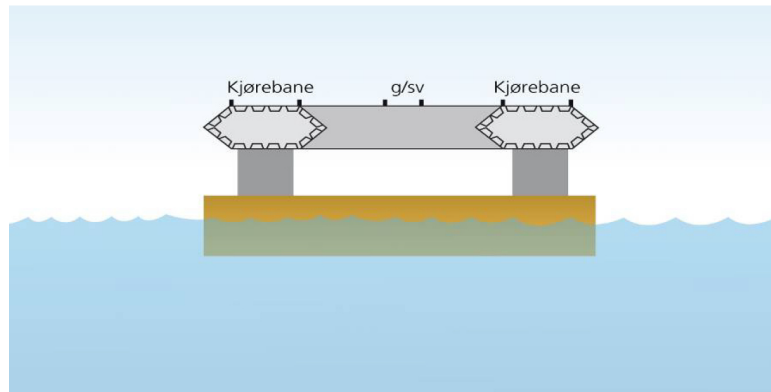


Abbildung 2-23: Prinzipskizze, getrennte Brückenüberbauten mit Fußgängerweg in der Mitte (Ellevset & Skorpa, 2011)

Typ A - Schwimmende Brücke mit Schrägkabelbrücke für Schiffsverkehr

Bei dieser Variante diente eine bereits bestehende Brücke (Nordhordland Brücke, siehe 2.1) als Vorlage. Die Brücke kann in 3 Abschnitte geteilt werden:

- Schrägkabelbrücke am Ufer für Schiffsverkehr
- auf Pontons gelagerte Rampenkonstruktion (am Ende der Schrägkabelbrücke starr gehalten)
- einem auf Pontons gelagerten tieferen Brückenabschnitt



Abbildung 2-24: Schwimmende Pontonbrücke mit Schrägkabelbrücke (Ellevset & Skorpa, 2011)

Bei dieser Variante ist eine uferseitige Steinsprengung zur Schaffung des vorgegebenen Lichtraumes für den Schiffsverkehr notwendig. Ein wichtiger Punkt bei diesem Konzept ist der Standort der Fundierung der schwimmenden Brücke am Ende der Schrägkabelbrücke. Die Frage lautet, wie tief ist es möglich dieses herzustellen und sind die Kosten dafür auch aus wirtschaftlicher Sicht vertretbar. Ein weiterer Punkt, der im Zuge von fortsetzenden Studien geklärt werden muss bezieht sich auf die Notwendigkeit weiterer Verankerungs- und Aussteifungssysteme für die Struktur, sowohl in horizontaler, als auch vertikaler Richtung (Ellevset & Skorpa, 2011).

Typ A – Schwimmende Brücke mit abgesenktem Tunnel und Schiffsanprallkonstruktion

Das norwegische Ingenieurbüro REINERTSEN hat ein Hybridkonzept für die Querung des Sognefjordes entwickelt. Im Zuge einer Kostenschätzung wurden die Kosten einer Brücke und eines Tunnels gegenübergestellt. Es hat sich gezeigt, dass eine Kombination der beiden Strukturen, der Hauptteil als Brücke für den Verkehr und ein Tunnelabschnitt im Bereich der Schiffspassage eine gute Alternative zu anderen Konzepten bietet. Die Struktur besteht prinzipiell aus:

- Aussteifungskonstruktion („Artificial Seabed“, auch künstlicher Meeresgrund)
- Schwimmende Pontonbrücke
- Abgesenkter schwimmender Tunnel
- Übergangskonstruktion zwischen Brücke und Tunnel
- Konstruktion für den Schiffsanprall
- Auflagerkonstruktion am Ufer

Das Artificial Seabed besteht aus 2 Rohrbündel („Tragseilen“) mit einem Rohrdurchmesser von jeweils ca. 90cm, die konkav zueinander in einer Kurve über den Fjord spannen. Um den Schiffsverkehr nicht zu behindern werden sie auf eine Tiefe von 35m abgesenkt. Durch ein Verhältnis Durchmesser zu Dicke von $D/t = 30$ verbleiben die Rohre, lt. Planer durch den Auftrieb in einer konstanten Tiefe. Um eine ausreichende Redundanz der Konstruktion zu erhalten bestehen diese Tragseile aus jeweils aus drei Stahlrohren (siehe Abbildung 3-7). Durch Querverbindungen der Kabel werden diese auf 40% ihrer Fließgrenze vorgespannt. Durch das Verbinden der 2 Seile entsteht ein horizontaler, starrer Rahmen mit einer Mittelbreite von 80m, die zum Ufer hin auf 800m ansteigt. Die schwimmende Brücke und der abgesenkte schwimmende Tunnel sind beide mit dem Artificial Seabed verankert. Dadurch werden die auf Brücke, Tunnel und Schiffsanprallkonstruktion wirkenden Horizontallasten über Zug- und Druckkräfte in den

Kabeln in die uferseitigen Auflager geleitet. Ein Vorteil davon ist die Vermeidung einer Beanspruchung durch Momente am Auflager.

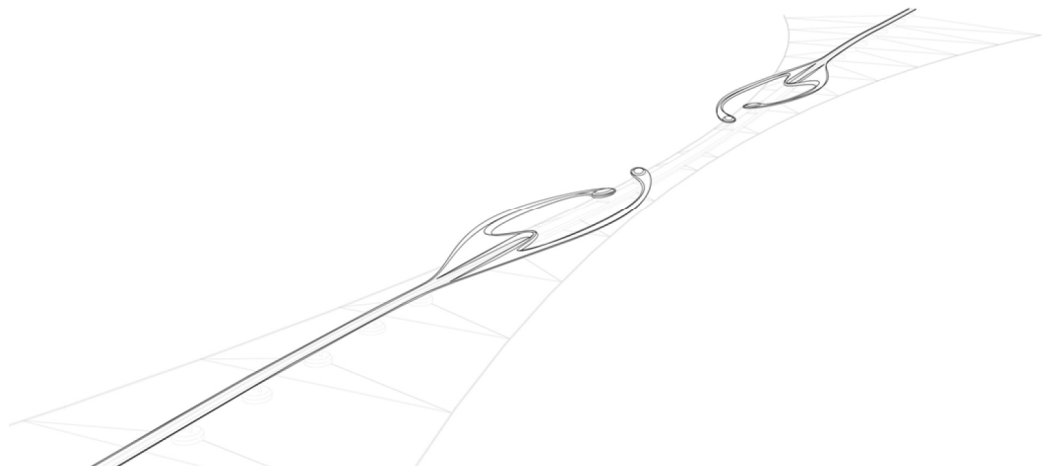


Abbildung 2-25: Darstellung Hybridkonzept (Århus, 2016)

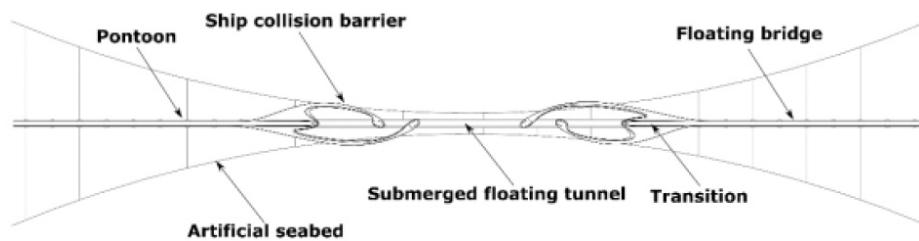


Abbildung 2-26: Grundriss Hybridkonzept (Reiso & Bjerkås, 2017)

Der Überbau besteht aus einem Stahlhohlkasten, der im Abstand von 106m auf Pontons gelagert ist Jeder zweite Ponton wird an das Artificial Seabed verankert.

Abmessungen und Gewicht Brücke:

- Breite [m]: 16
- Höhe [m]: 5
- Länge [m]: 1.300
- Gewicht [t/m]: 15

Querschnittswerte Stahlkasten:

- Stahlfläche [m²]: 1,14
- Widerstandsmoment I_y [m⁴]: 4,4
- Widerstandsmoment I_z [m⁴]: 31

Abmessungen und Gewicht Pontons:

- Durchmesser [m]: 31
- Höhe [m]: 8,5 (5m eingetaucht)
- Distanz zwischen Pontons [m]: 106
- Gewicht Ponton [t]: 1786

Der abgesenkte schwimmende Tunnel weist eine Länge von 1600m auf. Für die vertikale Stabilisierung wird der Tunnel von Pontons abgehängt. Um bei Schiffsanprall an einem Ponton keine Lasten an den Tunnel zu übertragen wird eine Sollbruchstelle in der Verbindung zwischen Ponton und Tunnel vorgesehen.

Um ausreichend Schutz für die Übergangskonstruktion zwischen Brücke und Tunnel zu erhalten wird eine Schiffsanprallbarriere aus Aluminium geplant. Diese erstreckt sich über eine Länge, bis der Tunnel eine für den Schiffsverkehr sichere Tiefe erreicht.

Abmessungen Barrierekonstruktion:

- Länge [m]: 380
- Höhe [m]: 12 (8 eingetaucht)
- Breite [m]: 20

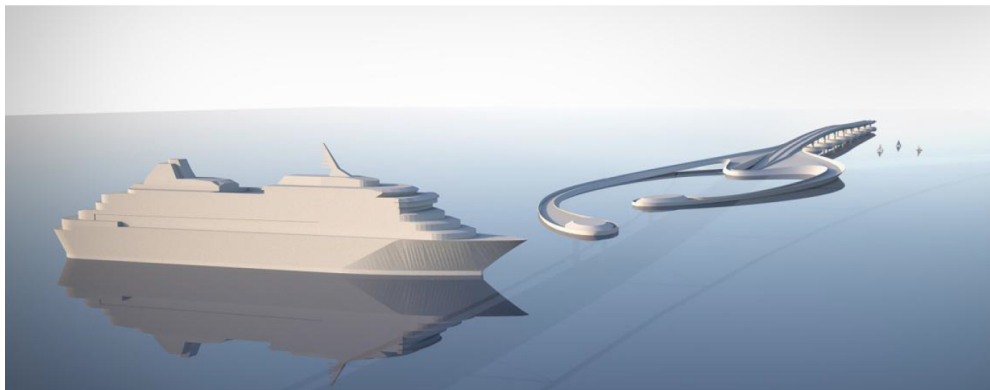


Abbildung 2-27: Schiffsanprallbarriere (Århus, 2016)

Die Auflagerkonstruktionen müssen Kräfte aus der Brückenkonstruktion und dem Artificial Seabed aufnehmen können. Die Kabel der Aussteifungskonstruktion werden an einen Betonblock in einer Kaverne unter Wasser über Seile verankert (Reiso & Bjerkås, 2017).

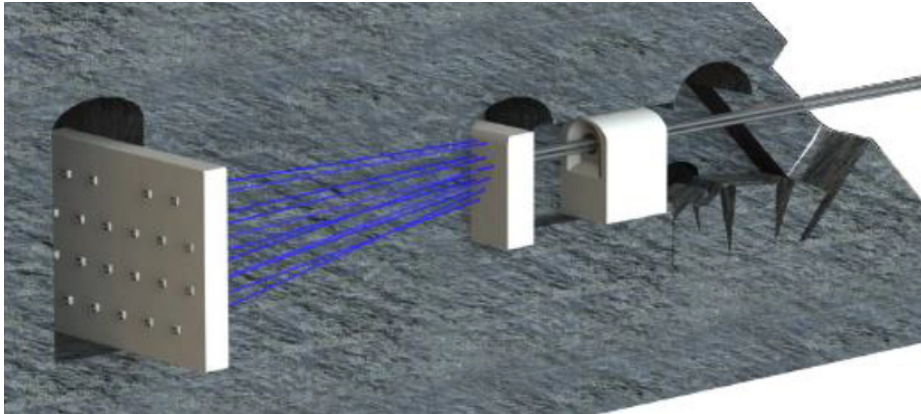


Abbildung 2-28: Auflagerkonstruktion am Ufer (Reiso & Bjerkås, 2017)

Typ A – Weitere Varianten

Eine abgeänderte Variante einer Brücke mit Tunnel ist die Ausführung des Tunnels am Ufer. Dadurch kann man sich einen Ponton ersparen. Dieser schwimmende Tunnel schließt dann uferseitig über einen im Fels errichteten Tunnel an das weiterführende Straßennetz an. Eine andere Möglichkeit ist der Anschluss an das uferseitige Straßennetz über zwei Tunnelröhren, die im Grundriss einer Y-Form entsprechen. Dadurch wird die horizontale Steifigkeit der Struktur erhöht. Den Übergang von der Brücke zu den beiden Tunnelröhren bildet eine schwimmende Struktur (siehe Abbildung 2-29).

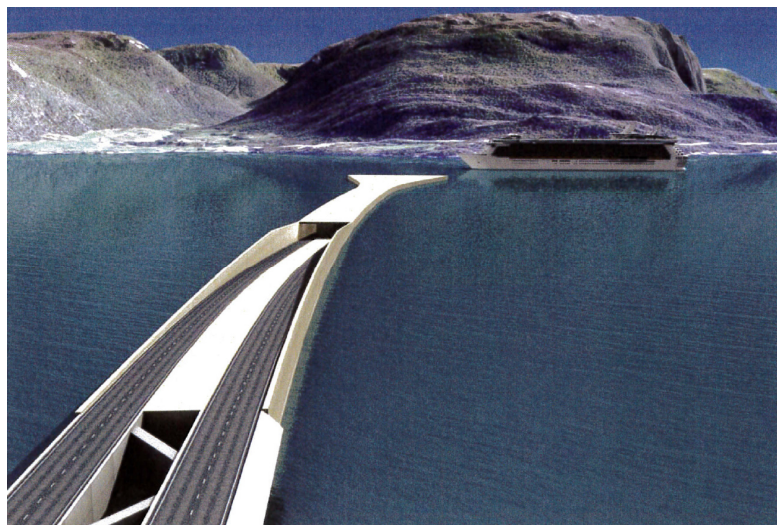


Abbildung 2-29: Variante mit Tunnelröhren in Y-Form (Ellevset & Skorpa, 2011)

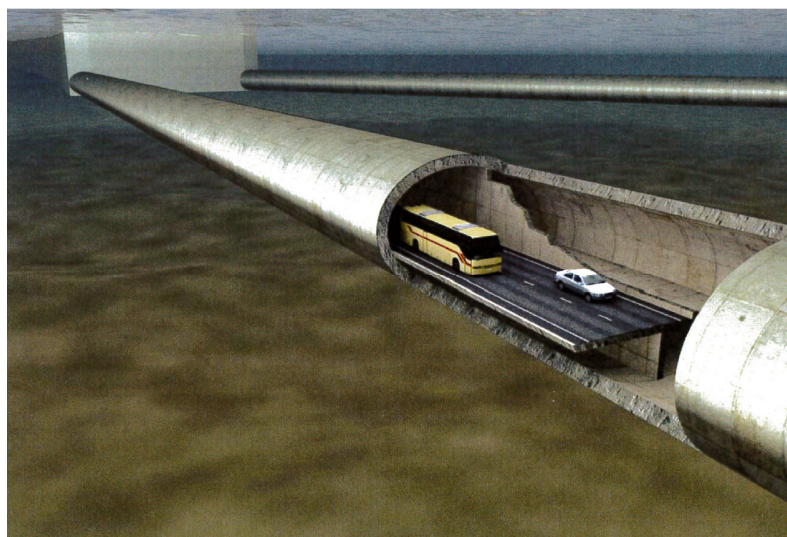


Abbildung 2-30: Darstellung Tunnelröhre (Y-Form) (Ellevset & Skorpa, 2011)

Da es bei derart großen Tragwerken eine Vielzahl an Einflussfaktoren für die Planung zu beachten gibt sollten bei weiterführenden Studien für schwimmende Brücken (Typ A) folgende Punkte näher untersucht werden.

Themen	Punkte
Sicherheit	Akzeptables Risiko für: -Verlust von Menschenleben -Verlust von Konstruktionsteilen -Verlust von Schiffen Welche Extrembelastung sollte berücksichtigt werden Einfluss von klimatischen Veränderungen
Vorgaben für die Straße, etc.	Getrennte Fußgänger- und Fahrradwege notwendiger Lichtraum für Schiffsverkehr Studien über Ponton
Spezialstudien	zu Lastfall Schiffsanprall und Lage der Lichträume für Schiffsverkehr
Spezialstudien	Statistische und dynamische Analyse, Vorentwurf zur Abklärung der Realisierbarkeit und grobe Vordimensionierung der Haupttragteile
Spezialstudien	Untersuchung der globalen Tragstruktur und Errichtungsmethoden

Tabelle 2-6: Themen für weiterführende Studien (Ellevset & Skorpa, 2011)

2.2.2 Strukturtyp B – Abgesenkte schwimmende Tunnel

Typ B – Eingetauchter Schwimmender Tunnel – Reinertsen/Olsen

Bei diesem Strukturtyp gibt es bereits eine Machbarkeitsstudie, die gegenüber den in (Ellevset & Skorpa, 2011) erwähnten Varianten einen weitaus höheren Detaillierungsgrad aufweist. Dieses Konzept umfasst alle notwendigen Normen und Richtlinien, die an eine derartige Konstruktion gestellt werden:

- a) Norwegische Bemessungsnormen (Eurocodes)

Die Eurocodes beinhalten eine Reihe von Normen, die als Grundlage für die Planung und Berechnung von Objekten im Bauwesen dienen.

- b) NORSOK-Standards

Die NORSOK Standards wurden durch die norwegische Ölindustrie entwickelt um eine technische Grundlage für die Sicherheit und Kosteneffizienz bei Bauten in Zusammenhang mit Ölförderung und verwandten Bauobjekten zu schaffen. Die Berücksichtigung dieser Standards in dieser Machbarkeitsstudie dient zur Abdeckung von Themen, betreffend Wasserbauwerken, die im Eurocode nicht enthalten sind (Fjeld, 2012).

- c) DNV (Det Norske Veritas) - Recommended Practice

Det Norske Veritas ist eine autonome und unabhängige Stiftung mit dem Ziel des Schutzes von Leben, Eigentum und Umwelt, auf See und am Land. Die Dokumente des DNV decken die Themen „See“, „Öl und Gas“ und Energie ab (DNV, 2018). Speziell die Recommended Practice-Dokumente beinhalten Empfehlungen für die Planung, Bemessung und Ausführung von Meeresbauwerken.

Die Haupttragstruktur besteht aus:

- Zwei Tunnelröhren, die im Grundriss einer Bogenform entsprechen
- Stahlpontons, an der die Tunnelröhren abgehängt sind:
 - Breite: 26m
 - Länge: 80m
 - Grundfläche: 1600m²

Der Tunnel wurde mit einer hohen Redundanz geplant und auf folgende klimatischen Einwirkungen bemessen:

- Ebbe/Flut
- Wind induzierte Wellen
- Wellengang
- Effekte von Wellen 2.Ordnung
- Verschiebungsinduzierte Wellen
- Strömung
- Wind
- Schnee und Eis



Abbildung 2-31: Draufsicht über Wasser (Fjeld, 2012)

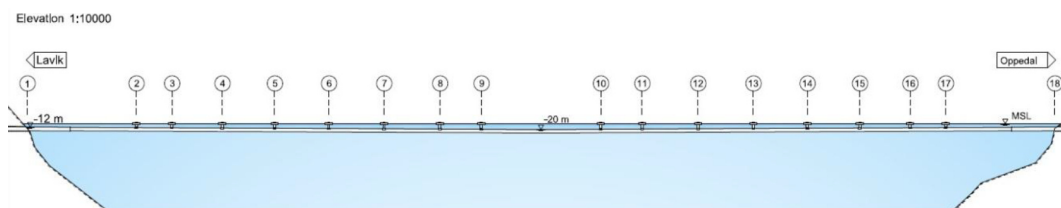


Abbildung 2-32: Längsschnitt (Fjeld, 2012)

Der für den Schiffsverkehr notwendige Lichtraum wird durch eine Vergrößerung des Pontonabstandes in Fjordmitte erreicht.

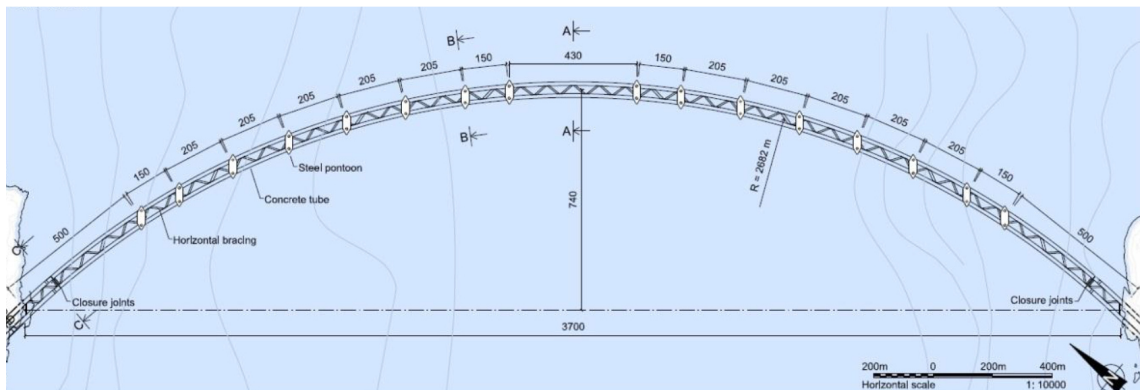


Abbildung 2-33: Draufsicht unter Wasser (Fjeld, 2012)

Die Tunnelröhren bestehen aus Spannbeton und beinhalten jeweils 2 Fahrspuren. Es wird dabei aber nur eine Fahrspur für den Verkehr geplant. Die zweite Spur dient als freie Fläche für Instandhaltungsarbeiten und Anhalte-Möglichkeit um auch bei Notfällen den Verkehrsfluss aufrecht erhalten zu können.

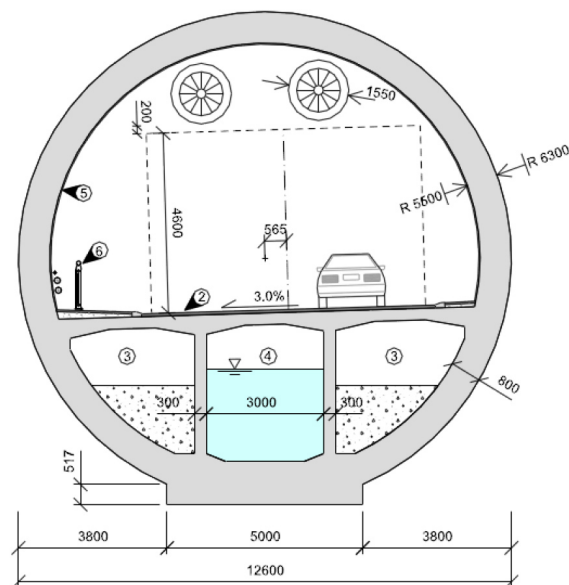


Abbildung 2-34: Querschnitt Tunnel (Fjeld, 2012)

Die beiden Tunnelröhren sind in Querrichtung diagonal durch kleinere Stahlbetonröhren miteinander verbunden. Diese dienen neben der Erhöhung der horizontalen Steifigkeit der gesamten Struktur auch als Platz für Fluchtwege, Kontrollräume und andere notwendige Einrichtungen.

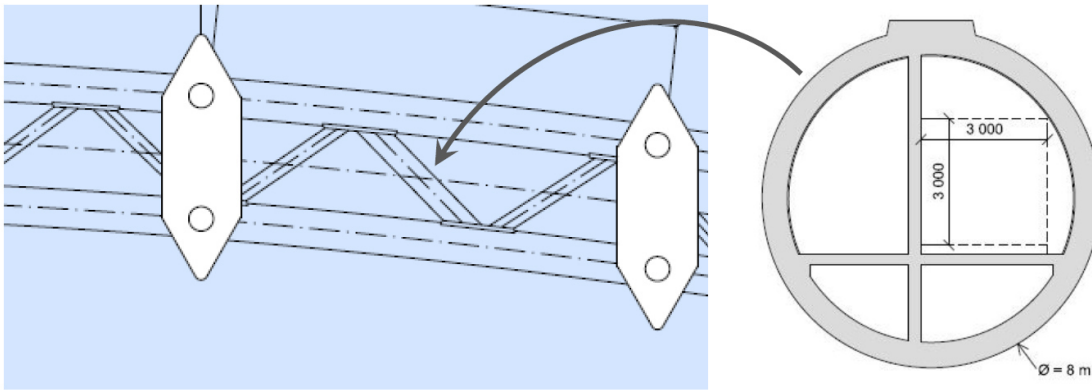


Abbildung 2-35: Querröhren (Fjeld, 2012)

Der Querschnitt des Tunnels wurde so berechnet, dass bei einer mittleren Belastung die Konstruktion durch den vorhandenen Auftrieb im Gleichgewicht ist, also konstant in einer gewissen Wassertiefe verbleibt. Für die vertikale Stabilisierung bei sich ändernder Belastung werden die Röhren über Stahlkonstruktionen von Stahlpontons abgehängt. Diese können von Schiffen gerammt werden, weshalb man die Abhängekonstruktion mit einer Sollbruchstelle für den Lastfall Schiffsanprall geplant hat, um eine Beschädigung der Tunnelröhren zu vermeiden. Diese Sollbruchstellen sind auf eine Schiffsanpralllast von 100.000to bei einer Geschwindigkeit von 20kn ausgelegt. Kommt es zu einem derartigen Anprall versagt die dafür vorgesehene Stelle und der Ponton hat keine Verbindung mehr zur Tunnelröhre. Dadurch wird eine weitere Übertragung der Lasten auf die Röhren vermieden. Die beiden Tunnelröhren werden daher für diesen Lastfall auf eine größere Stützlänge, als die herkömmliche Strecke zwischen den Pontons bemessen.

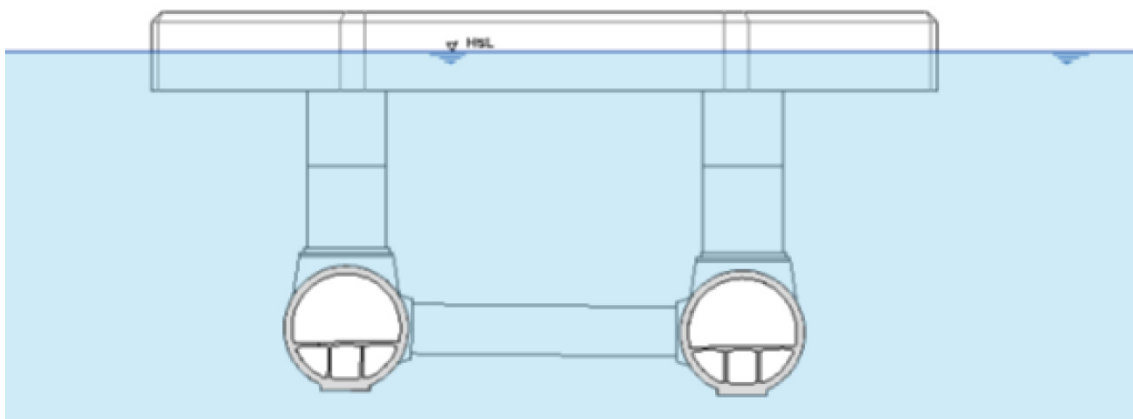


Abbildung 2-36: Querschnitt inkl. Ponton, Abhängung und Tunnelröhren (Fjeld, 2012)

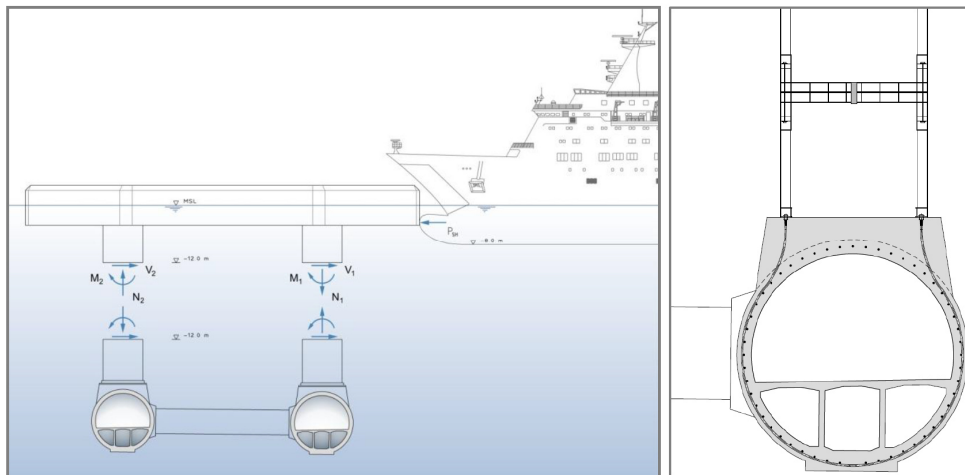


Abbildung 2-37: Sollbruchstelle Schiffsanprall ("Weak Link") (Fjeld, 2012)

Der Übergang zum uferseitigen Straßennetz erfolgt über landseitige Tunnel. Diese sind 12m unter der Wasseroberfläche angeordnet und weisen eine Steigung von 5% bis zur Oberfläche auf. Dieser Abschnitt dient gleichzeitig auch als Lager für den abgesenkten schwimmenden Tunnel und muss die entstehenden Kräfte aus:

- Ebbe/Flut,
- unterschiedlich verteilten vertikalen Lasten,
- Lasten aus unterschiedlichen Wellenformen

aufnehmen können (Fjeld, 2012).

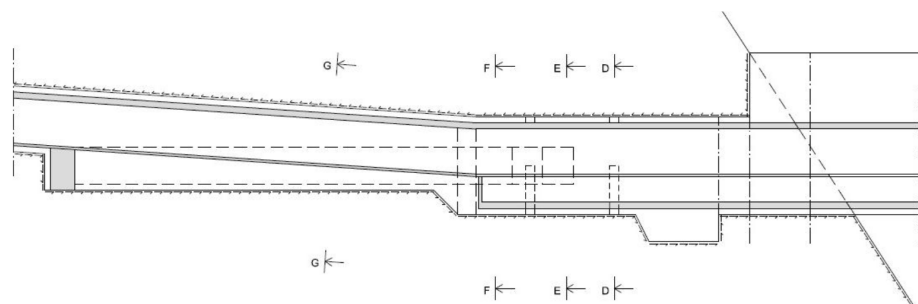


Abbildung 2-38: Längsschnitt Übergangsbauwerk (Fjeld, 2012)

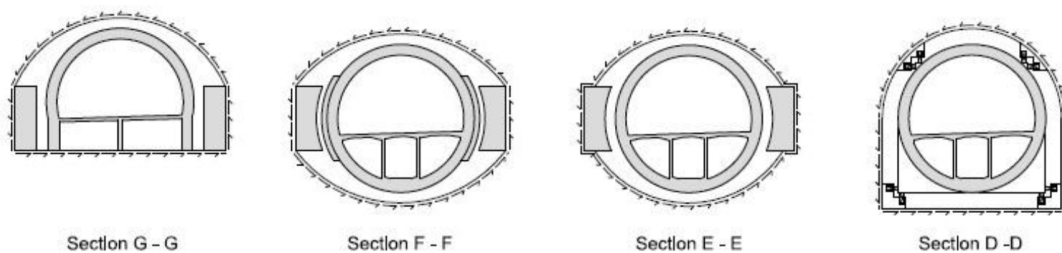


Abbildung 2-39: Querschnitte Übergangsbauwerk (Fjeld, 2012)

Typ B – Abgesenkter schwimmender Einzeltunnel

Eine Alternative zum bereits erläuterten Tunnelkonzept bietet eine ebenfalls abgesenkte Konstruktion, die aber nur aus einer Tunnelröhre besteht. Die horizontale Steifigkeit wird über die Abhängung von Pontons erreicht. Zur horizontalen Aussteifung der Struktur dienen vorgespannte Kabel, über die der Tunnel an beiden Ufern verankert ist. Diese Variante ist aber eher für Querungslängen bis ca. 2000m realistisch, da für eine längere Strecke die Steifigkeit als nicht ausreichend betrachtet wird (Ellevset & Skorpa, 2011).

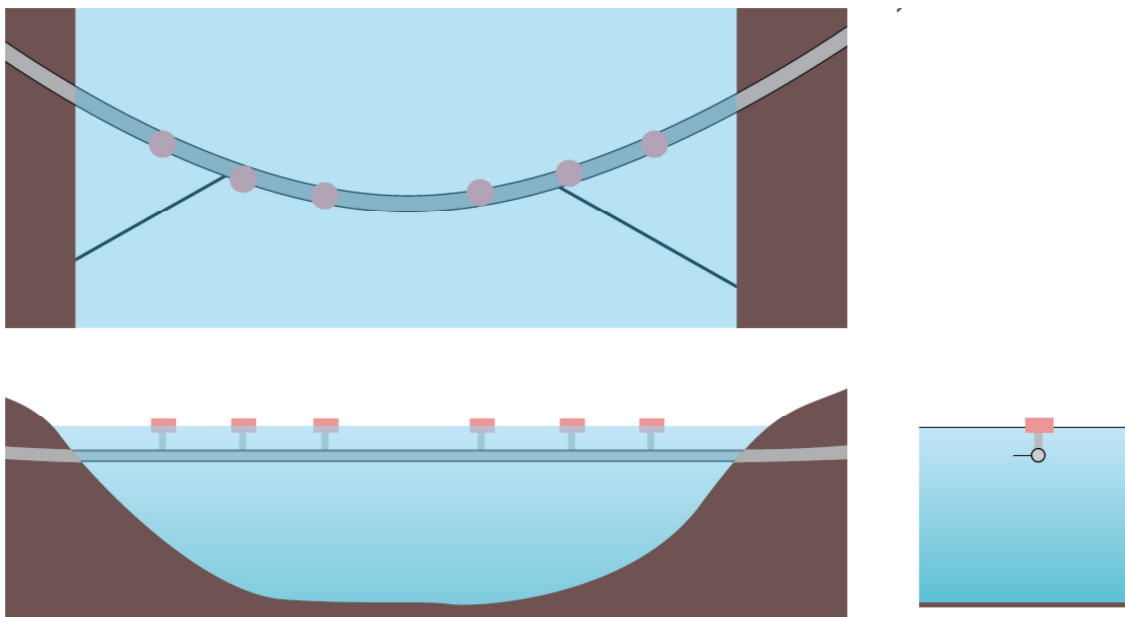


Abbildung 2-40: Abgesenkter schwimmender Einzeltunnel mit Uferverankerung (Ellevset & Skorpa, 2011)

2.2.3 Strukturtyp C – Hängebrücke

Typ C – Hängebrücke ohne Zwischenlager

Die Hängebrücke mit der derzeit längsten Spannweite ist die Akhasi-Kaikyo Brücke in Japan mit einer Stützlänge von 1991m. Am Sognefjord müsste eine Strecke von ca. 3700m überspannt werden. Für eine derartige Struktur mit dieser Länge wäre schätzungsweise eine Entwicklungszeit von 10-15 Jahren notwendig. Vor allem die dynamische Stabilität ist bei diesem Konzept eine große Herausforderung. Wenn die freie Spannweite 1500m überschreitet ist vor allem die Ausführung des Überbauerschnittes für die dynamische Stabilität von Bedeutung. Eine Möglichkeit für die Erhöhung der dynamischen Steifigkeit kann durch getrennte, aber in Querrichtung starr miteinander verbundenen Überbauten für die jeweilige Fahrtrichtung erreicht werden. In der Regel liegt der Höhenunterschied des höchsten und tiefsten Punktes der Seile bei etwa 1/10 der Spannweite. Dies hätte eine Pylonhöhe von ca. 455m zur Folge (Ellevset & Skorpa, 2011). Durch die hohe Spannweite wirken auf die Kabel Kräfte, die bei Verwendung von herkömmlichen Stahl einen Durchmesser von 1,3m erreichen. Koreanische Wissenschaftler arbeiten derzeit an der Entwicklung eines neuen Stahles, der eine 20-30% höhere Festigkeit aufweist. Dadurch kann der Kabeldurchmesser auf ca. 1m reduziert werden. Ein großer Vorteil einer solchen Brücke gegenüber schwimmenden Brücken und Tunnel liegt in den geringeren Kosten für die Instandhaltung (Bannor, 2011).



Abbildung 2-41: Hängebrücke (Ellevset & Skorpa, 2011)

Typ C – Hängebrücke mit Pontons

Die in (Ellevset & Skorpa, 2011) erwähnte Variante einer Hängebrücke mit schwimmenden Pylonen wurde im Zuge einer detaillierteren Machbarkeitsstudie (Jakobsen, et al., 2013) näher untersucht. Die entworfene Hängebrücke spannt über 3 Felder mit einer Länge von jeweils 1234m. Inklusive der Übergangsbauwerke für den Anschluss an das uferseitige Straßennetz beträgt die Gesamtlänge 4402m. Der Überbau der Brücke bietet Platz für 2 Fahrstreifen und einen Fußgänger-/Radweg. Der Abstand zwischen Wasseroberfläche und Unterkante-Überbau entspricht den notwendigen 70m für den Schiffsverkehr. Die beiden Pontons, auf denen die Brückenpylone gelagert sind werden jeweils uferseitig und am Fjordgrund verankert. Ähnliche Verankerungssystem werden in der Öl- und Gasindustrie für schwimmende Meeresbauwerke wie Öl-Bohrplattformen verwendet.

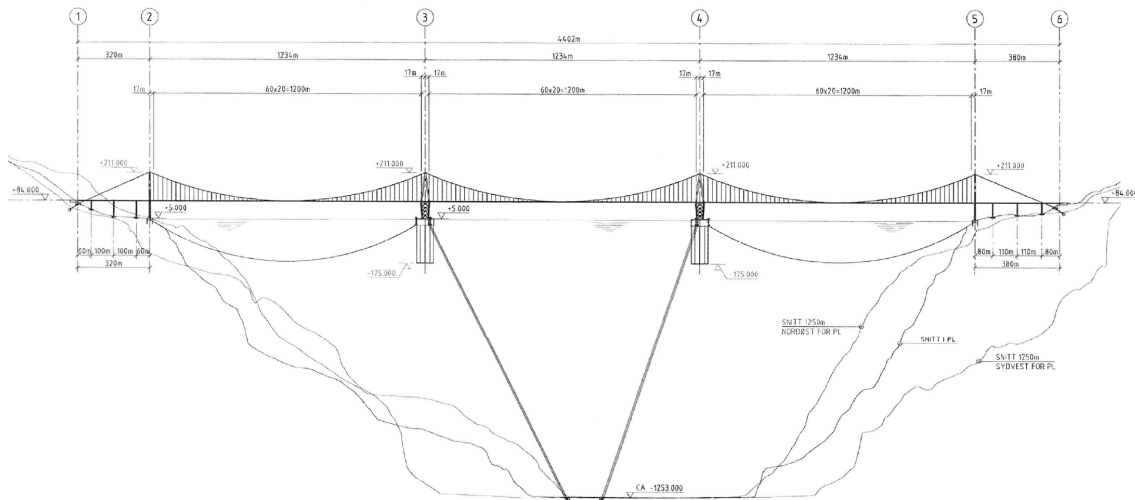


Abbildung 2-42: : Längsschnitt (Jakobsen, et al., 2013)

Das Verankerungssystem besteht aus 2 Kabeln, die am Fjordgrund befestigt werden und dadurch die Pontons in Lage halten. Die Kabel, die im Querschnitt Drahtseilen entsprechen können eine Zugkraft von max. 22MN aufnehmen. Aus der Erfahrung mit derartigen Systemen werden der Beginn und das Ende der Kabel als Ketten ausgebildet (siehe Abbildung 2-43). Die Befestigung der Kabel am Fjordgrund erfolgt durch Sauganker in Bereichen mit ebenen dicken Lehmschichten. Die Sauganker weisen einen Durchmesser von 6m auf und saugen sich ca. 18m in den Fjordgrund.

Am Ponton werden die Ketten über ein spezielles Seilführungssystem befestigt. Die benötigte Spannkraft der Kabel kann am Ponton über Anziehvorrichtungen eingestellt werden.

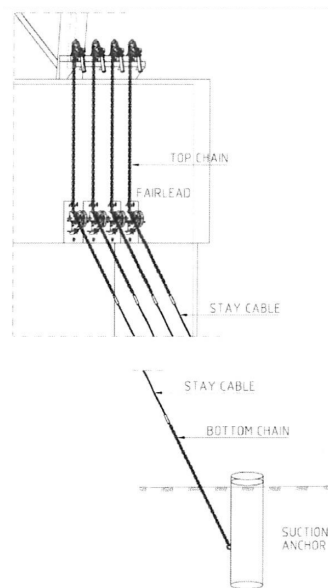


Abbildung 2-43: Darstellung Kabelverankerung (Jakobsen, et al., 2013)

Die Pontons werden als 9 zylindrische Betonkonstruktion geplant. Der innere Zylinder weist einen Durchmesser von 35m, die Äußeren einen Durchmesser von jeweils 11m auf. Die Höhe beläuft sich auf 135m, wobei 7m davon aus dem Wasser ragen. Die obersten 25m der Pontons wurden darauf bemessen einen Schiffsanprall über Energieabsorbition aufnehmen zu können. Dies erfolgt über mehrere Zweitwände, in denen ein leichtes Füllmaterial eingebaut wird. Das gesamte Betonvolumen für die Pontons entspricht 105.000m^3 . Um die globale Stabilität sicher zu stellen beinhalten die Betonpontons 155.000m^3 Ballast aus Olivin. Die erforderliche Höhe bzw. Tiefe der Pontons ergibt sich aus dem notwendigen Auftrieb für die gesamte Struktur, aber auch um genügend Widerstand gegen Verdrehung der Pontons zu erhalten. Große Verdrehungen haben eine große Verformung der Pylone zur Folge, die wiederum die daraus resultierenden Belastungen aufnehmen müssen.

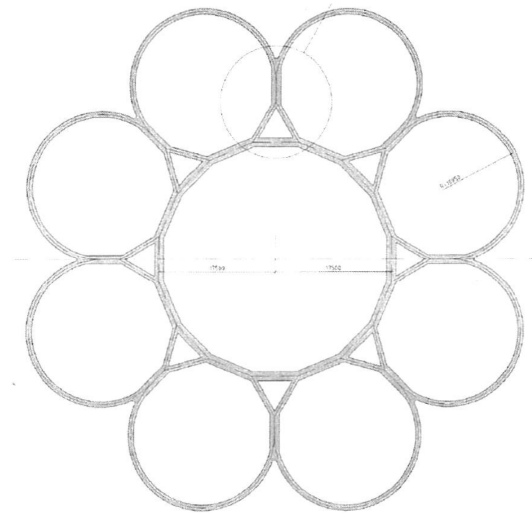


Abbildung 2-44: Pontonquerschnitt (Jakobsen, et al., 2013)

Um ein möglichst geringes Gewicht zu erhalten wurden die schwimmenden Pylone aus Stahl geplant. Auf vier Punkten werden diese auf den Pontons gelagert um einen möglichst großen Widerstand gegen Biegemomente in und aus der Ebene zu erreichen. In der Ansicht weisen sie eine Diamantenform auf. Diese Form ergibt sich einerseits durch die notwendige Breite auf Höhe des Überbaus um die Verformungen an der Pylonspitze zu minimieren und andererseits einer geringeren Breite bei den Auflagerpunkten um die Pontons möglichst klein zu halten. Die Pylone haben eine Höhe von 206m mit einer variierenden Breite von 32m am Pontonaufleger, 42m auf Höhe des Überbaus und 6,7m an der Pylonspitze. Den Querschnitt der Pylone bilden im Grundriss betrachtet 4 Hohlkästen mit Außenabmessungen von 5x5m.

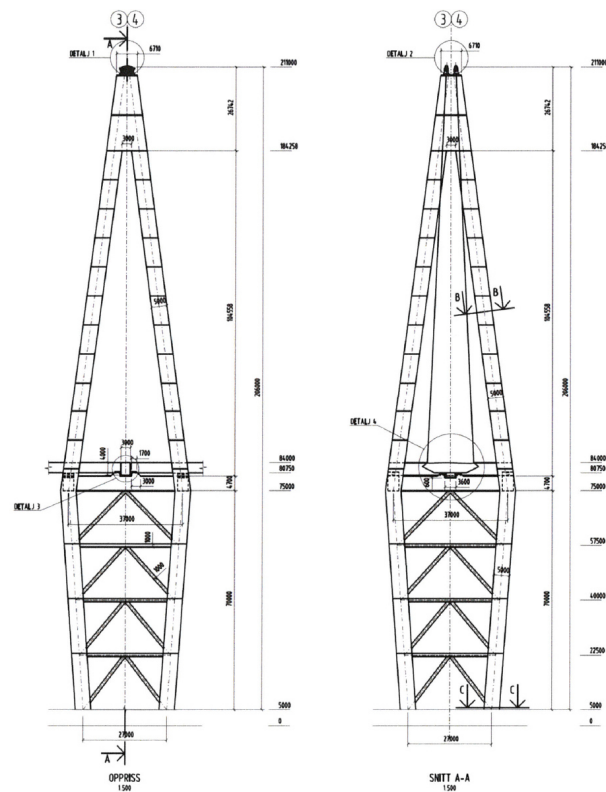


Abbildung 2-45: Ansicht Pylon (Jakobsen, et al., 2013)

Die Pylone werden am Ufer aus Beton hergestellt mit denselben Abmessungen wie jene im Fjord. Die Lagerung erfolgt dabei aber auf 2, anstatt von 4 Punkten.

Der Überbau (siehe Abbildung 2-46) besteht aus einem orthotropen Hohlkasten aus Stahl mit einer Gesamtbreite von 18,3m und einer Höhe von 3,25m. An den Uferpylonen wird die Kraftübertragung vom Überbau in die Stützkonstruktion in Querrichtung über spezielle verschiebliche Lager eingeschränkt (Jakobsen, et al., 2013). In Längsrichtung wird die Brücke an den schwimmenden Pylonen fest verbunden. Daraus ergibt sich eine Übertragung der Längskräfte entlang des Überbaus bis zu den uferseitigen Auflagern hin. Dort werden die Zug- bzw. Druckkräfte in Längsrichtung über die angespannten Seile der uferseitigen Brückenkonstruktion in den Untergrund geleitet. Die Uferkonstruktion funktioniert in Längsrichtung wie eine Feder für die gesamte Struktur. Damit werden ungewollte Auslenkungen der gesamten Brücke in Längsrichtung verhindert. Die Hauptkabel der Uferbauten bestehen aus 19 Drahtbündeln mit 384 Drähten und einem Drahtdurchmesser von 5,3mm. Die Fließgrenze liegt bei 1770MPa (Jakobsen, et al., 2013).

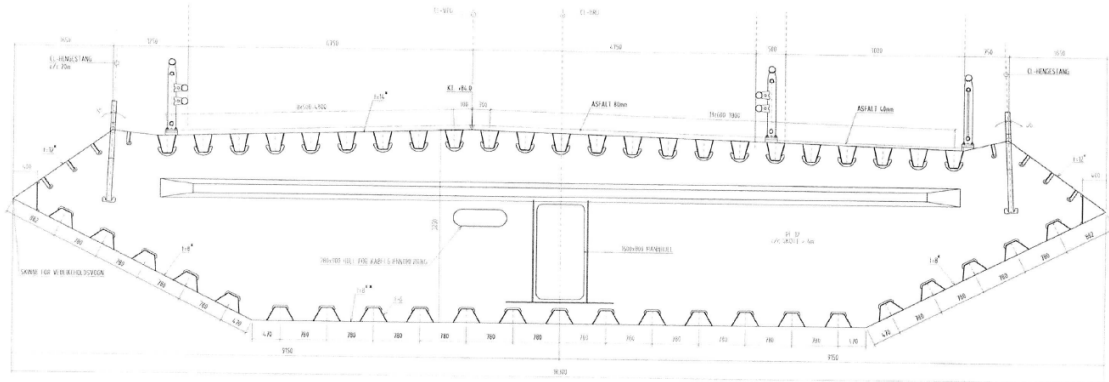


Abbildung 2-46: Querschnitt Überbau (Jakobsen, et al., 2013)

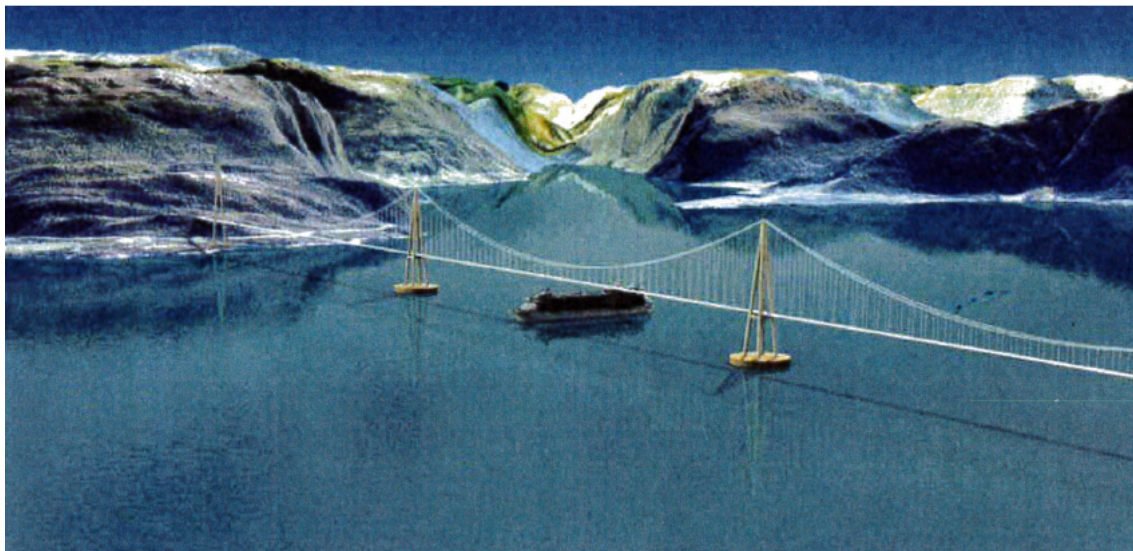


Abbildung 2-47: Hängebrücke mit Pontons (Jakobsen, et al., 2013)

3 Horizontalaussteifung schwimmender Brücken

Es wurde hier bereits mehrfach erwähnt, dass der Sognefjord aufgrund seiner Topographie eine große Herausforderung für Querungsbauwerke darstellt. Unter den entwickelten Konzepten (siehe 2.2) haben sich in weiterführenden Machbarkeitsstudien im Wesentlichen 2 vielversprechende Strukturtypen herauskristallisiert. Schwimmende Brücken und abgesenkte schwimmende Tunnel bzw. eine Kombination der beiden.

Tunnelstrukturen weisen in der horizontalen Ebene quer zur Längsachse durch die geplanten Querschnitte eine sehr hohe Steifigkeit bzw. Widerstand gegen Verformung auf.

Brückenstrukturen hingegen sind hinsichtlich der Steifigkeit quer ihrer Längsachse in horizontaler Ebene sehr weiche Konstruktionen. Der Überbau kann zwar auf eine vertikale Stützweite von mehreren hundert Metern ausgelegt werden, jedoch benötigt man bei Brückenlängen von 3700m, in den meisten Fällen, eine zusätzliche horizontale Aussteifung der gesamten Struktur über diese Länge. Diese Aussteifung erfolgt bei schwimmenden Brücken bei denen eine Bodenfundierung nicht realisierbar ist, durch ein unter Wasser mit Tragseilen gespanntes Netz, auch Artificial Seabed genannt. Ein Artificial Seabed besteht im Wesentlichen aus folgenden Konstruktionsmerkmalen:

- 2 Tragseile, die konkav zueinander angeordnet sind
- einer Verbindung der Tragseile quer zur Längsachse der Brücke
- Verankerung der Tragseile an den Ufern

Da ein Seilsystem nur funktioniert, wenn alle Tragwerksteile auf Zug beansprucht sind, müssen die beiden Tragseile in Querrichtung miteinander verbunden werden. Dadurch entsteht ein Seilrahmen der Lasten in beide Richtungen an die uferseitigen Lager über (Zug-)Längskräfte abtragen kann.

In den folgenden Kapiteln werden Patente für derartige Aussteifungskonstruktionen mit ihren unterschiedlichen Merkmalen dargestellt und erläutert.

3.1 Patent Aardal

In diesem Patent sind einige Varianten für eine uferseitige Verankerung von schwimmenden Brücken über Tragseile dargestellt. Die wesentlichen Konstruktionsmerkmale sind:

- Brückenüberbau (6) für den Verkehr
- Pylone (1/2) zur Lagerung des Überbaus und der Brückenkabel
- Pontons (3) zur Lagerung der Pylone
- Pontons sind in Brückenlängsrichtung durch Seile miteinander verbunden
- Aussteifung in der horizontalen Ebene durch Tragseilsysteme (4/7)
- Längsverbindungsseil der Pontons und Tragseilsysteme werden unter der Wasseroberfläche (5) auf gleicher Höhe angeordnet um den Schiffsverkehr zu gewährleisten

Variante 1

Bei diesem Konzept wird die Hängebrücke auf dem Fjord auf 2 oder mehr Pontons gelagert. Alle Tragseile (4) werden am Ufer verankert. Die Pontons (3) werden untereinander mit Tragseilen in Längsrichtung verbunden. Hinzu kommen seitliche Tragseile (7), durch die das gesamte System gespannt wird.

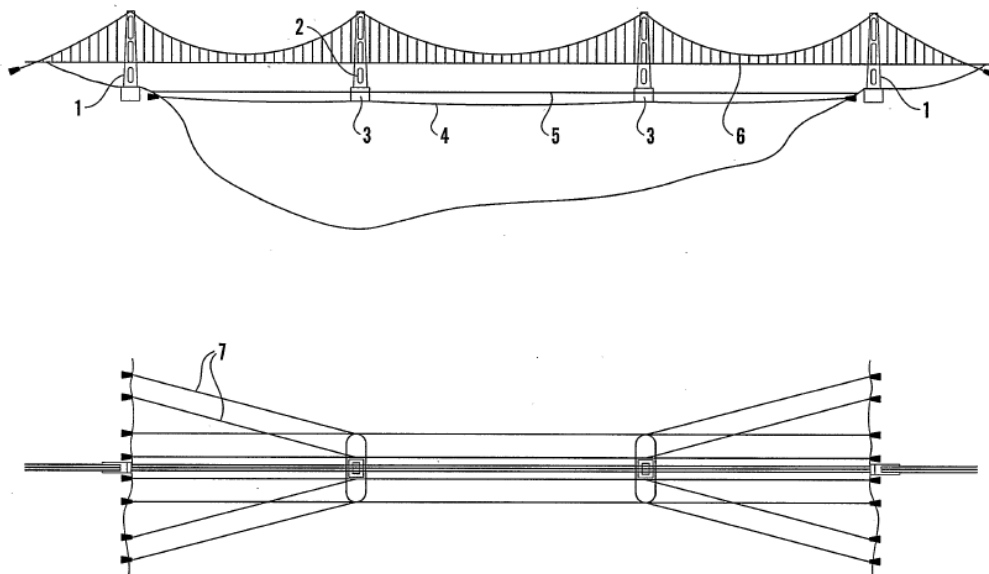


Abbildung 3-1: Ansicht und Grundriss, Variante 1a (Aardal, 2005)

Bei größeren Spannweiten wird die Brücke auf mehr als 2 Pontons gelagert. Auch hier wird jeder Ponton durch 2 seitliche, am Ufer verankerte Tragseile (7) stabilisiert.

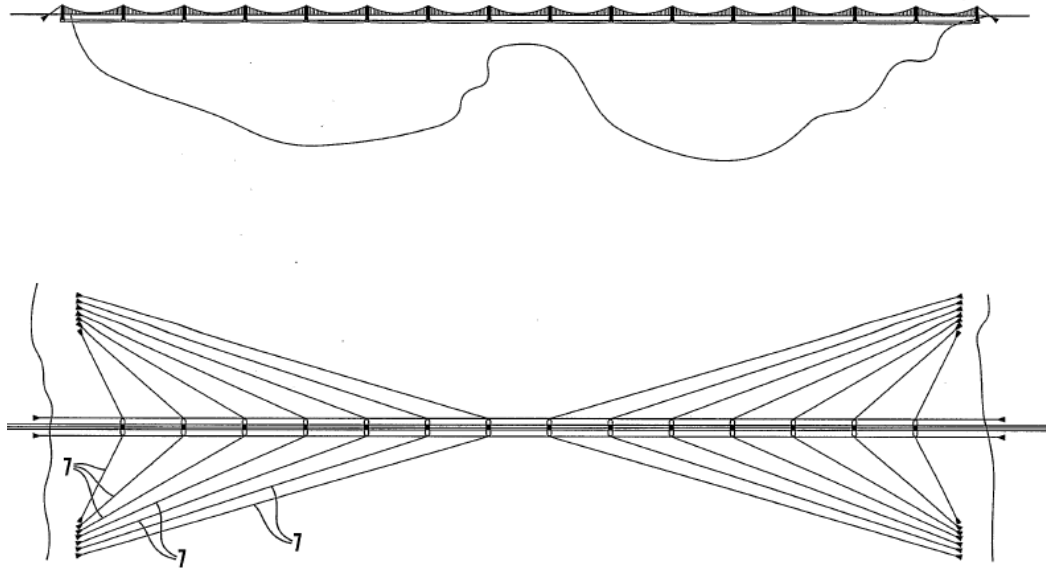


Abbildung 3-2: Ansicht und Grundriss ,Variante 1b (Aardal, 2005)

Eine weiterführende Möglichkeit ist die zusätzliche Stabilisierung der Brückenpfeiler an deren oberen Ende. Die Pfeiler werden an ihrer Spitze durch ein Längsseil (9) miteinander verbunden. Jeder Pfeiler wird mit seitlichen Tragseilen am Ufer verankert.

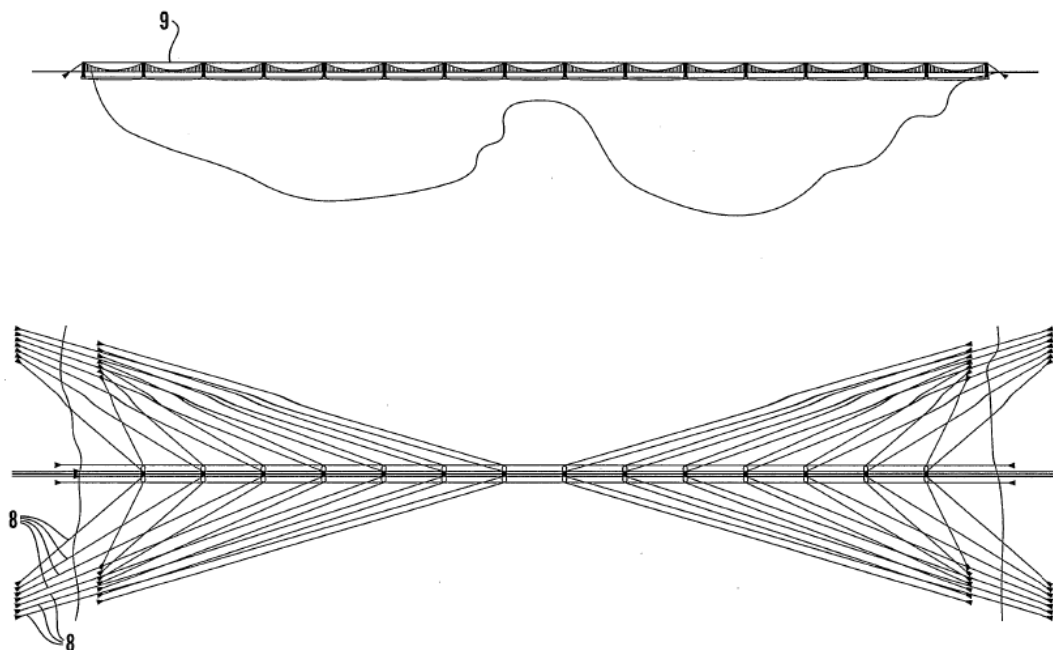


Abbildung 3-3: Ansicht und Grundriss, Variante 1c (Aardal, 2005)

Variante 2

Bei diesem Entwurf werden nur die äußeren Pontons mit seitlichen Tragseilen (10) am Ufer verankert. Dadurch entsteht eine in horizontaler Ebene sehr weiche Konstruktion, da sich die gesamte Struktur bei Belastung stark verformen kann. Die Tragseile können daher nicht gespannt werden, da sonst die Verformung der Struktur eingeschränkt ist.

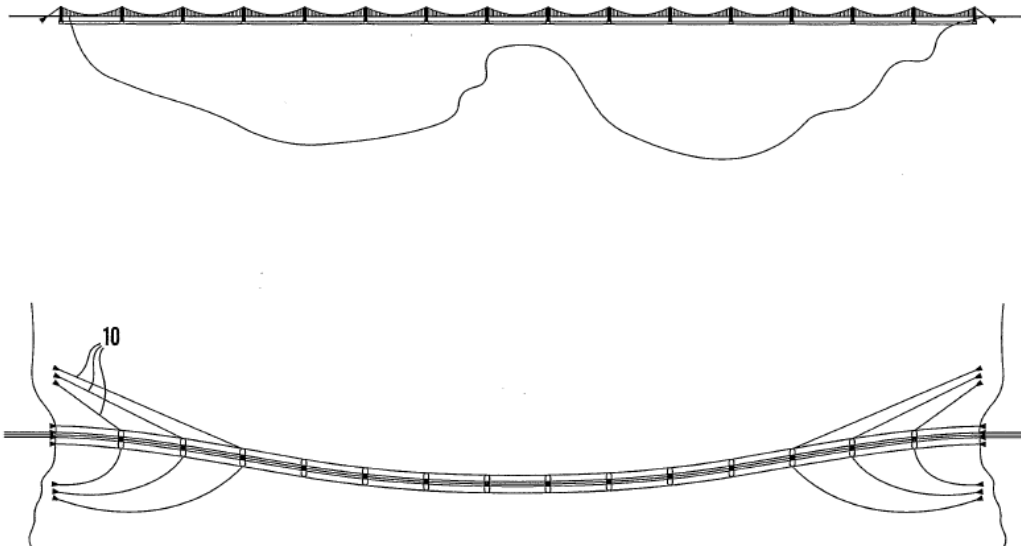


Abbildung 3-4: Ansicht und Grundriss, Variante 2 (Aardal, 2005)

Variante 3

Das dritte in diesem Patent vorgestellte Aussteifungskonzept weist hinsichtlich Form und Struktur eine Ähnlichkeit mit jenem Entwurf auf, der bei der Hybridstudie einer schwimmenden Brücke mit abgesenktem Tunnel und Schiffsanprallkonstruktion (siehe 2.2.1) geplant wurde. Hier werden 2 Haupttragseile (12) konkav zueinander angeordnet und am Ufer verankert. Die Tragseile werden quer zur Brückenlängsrichtung wiederum über Seile miteinander verbunden. Die Querseile werden von den Pontons abgehängt. Die Pontons haben dabei keine Verbindung zu den kurvenförmigen Tragseilen (Aardal, 2005).

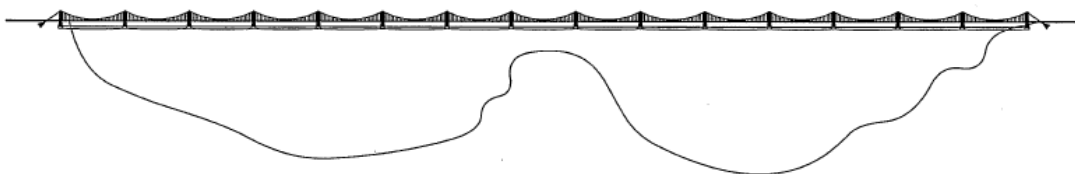


Abbildung 3-5: Längsschnitt, Variante 3 (Aardal, 2005)

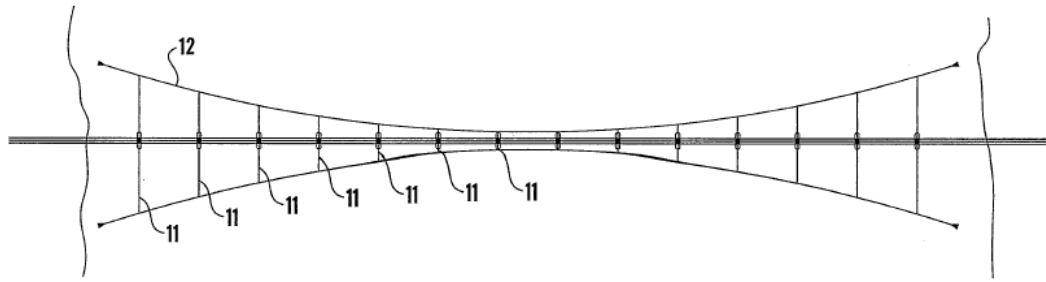


Abbildung 3-6: Grundriss, Variante 3 (Aardal, 2005)

Nachteile Patent Aardal

Einen kritischen Punkt bei den Entwürfen in diesem Patent stellt das Eigengewicht der Seile dar. Je länger die zu überquerende Strecke wird, desto höhere Querlasten (z.B.: Wind, Strömung, Wellen, etc.) wirken auf das Aussteifungssystem. Daraus resultieren größere Querschnitte, die ein höheres Eigengewicht ergeben. Da bei vertikalen Verformungen die Länge zur 4ten Potenz eingeht ergeben sich auf einer Strecke wie dem Sognefjord riesige vertikale Durchbiegungen und Zugkräfte in den Seilen (siehe Kapitel 5), die aus dem Eigengewicht der Konstruktion resultieren. Je größer diese Zugkräfte werden, desto schwieriger wird eine Verankerung der Tragseile an den uferseitigen Lagern.

Bei Variante 3 kommt hinzu, dass die Pontons nicht direkt mit den konkaven Tragseilen verbunden sind, wodurch die horizontale Steifigkeit der Konstruktion abgemindert wird.

Bezeichnung Nummerierung (Aardal, 2005)

1	Pylon (am Ufer fundiert)	8	seitliche Tragseile (in der Luft)
2	Pylon (auf Ponton gelagert)	9	Längsseil (in der Luft)
3	Pontons	10	seitliche Tragseile (Variante 3, im Wasser)
4	Stabilisierungskonstruktion		
5	Wasseroberfläche	11	Verbindungsseile quer (Variante 3, im Wasser)
6	Brückenträger (Überbau)		
7	seitliche Tragseile (Variante 1&2, im Wasser)	12	parabelförmige Tragseile (Variante 3, im Wasser)

Die Auswirkungen dieses Konzepts bezüglich der horizontalen Steifigkeit des Systems, sowie der Tragseilbeanspruchung sind in Kapitel 5 ersichtlich.

3.2 Patent Søreide

Der Inventor dieses Patentes hat den wesentlichen Nachteil der Konzepte von Aardal erkannt und entwickelte in seinen Entwürfen das Trageilsystem (Variante 3 (Aardal, 2005)) weiter. Der wesentliche Unterschied zwischen dem Entwurf von (Aardal, 2005) und jenem von (Søreide, 2013) besteht in der Ausbildung der Horizontalaussteifung. Diese Unterschiede oder auch Weiterentwicklungen lassen sich durch 2 Punkte definieren.

- a) Konstruktion der Haupttragseile im Gleichgewicht
 - Stahlrohr, das durch Lufteinschluss und den damit verbundenen größeren Auftrieb in konstanter Tiefe verbleibt
- b) Verbindung der Pontons mit den Haupttragseilen

a) Konstruktion Haupttragseile

Um einen großen Durchhang zu verhindern werden die Trageilquerschnitte so bemessen, dass sie permanent in der geplanten Tiefe von 30m unter der Wasseroberfläche verbleiben. Vorgeschlagen werden folgende alternative Werkstoffe:

- Stahlrohr:
 - Einzelrohr
 - Rohrbündel (siehe Abbildung 3-7)
- Plastik- oder Kompositwerkstoff
- unterschiedliche Füllungen der Querschnitte mit:
 - Luft oder Schaum mit geringem Gewicht (z.B.: Polystyrol)

Voraussetzung für alle Materialien ist die Belastbarkeit durch Zugkräfte. Die hier dargestellte Variante besteht aus 3 Stahlseilen (20a-c) die über eine Kopplungskonstruktion (21) und einem Ring (23) zusammengehalten werden. Die Anzahl ergibt sich durch die notwendige Redundanz der Konstruktion bei Ausfall eines Rohrquerschnittes.

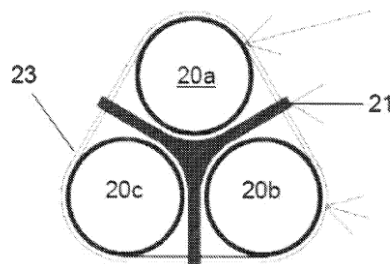


Abbildung 3-7: Variante Haupttragseil (Søreide, 2013)

b) Verbindung Ponton-Haupttragseil

Die Haupttragseile (20/22) werden zur Erhöhung der Steifigkeit quer zur Brückenlängsachse direkt mit den Pontons (70) über geneigte Querstreben (72) verbunden.

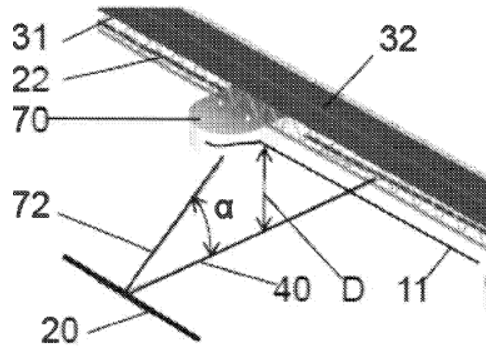


Abbildung 3-8: Darstellung Verbindung Ponton – Haupttrgseil (Søreide, 2013)

Gesamtstruktur Patent Søreide

Der Überbau der Brücke (32) wird über 2 Längsfachwerke (31) auf den Pontons gelagert. Die gesamte Länge der Brücke (30) entspricht ca. 3604m. Die parabelförmigen Haupttragseile haben in Fjordmitte einen Abstand von 200m, der zum Ufer hin auf 800m anwächst. Um eine Rahmenwirkung des Seilsystems zu erreichen und um den geplanten Abstand der Haupttragseile einzustellen werden diese über Querseile (40) miteinander verbunden. Die Pontons weisen keine Verbindung zu den Querseilen auf (siehe Abbildung 3-9). Sie sind mit dem Tragseilsystem (10) nur über die beidseitigen Querstreben mit den Haupttragseilen verbunden. Die Haupttragseile werden am Ufer (14) verankert(60/62) (Søreide, 2013).

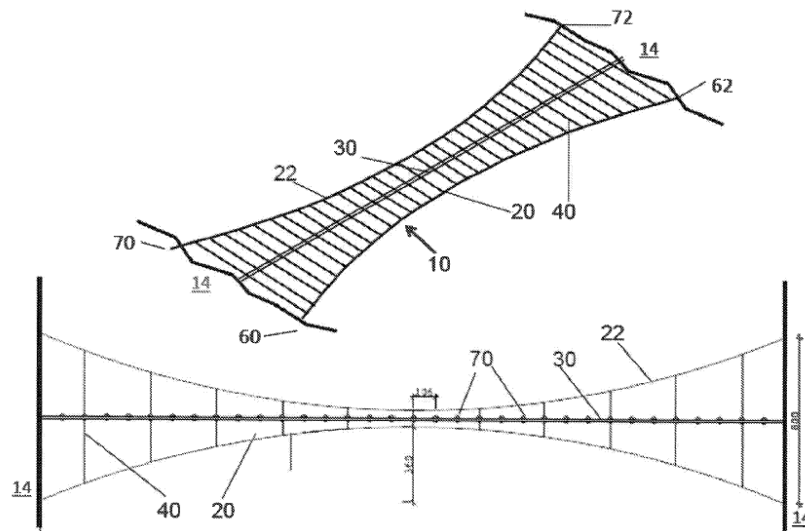


Abbildung 3-9: Axonometrie und Grundriss Konzept Søreide (Søreide, 2013)

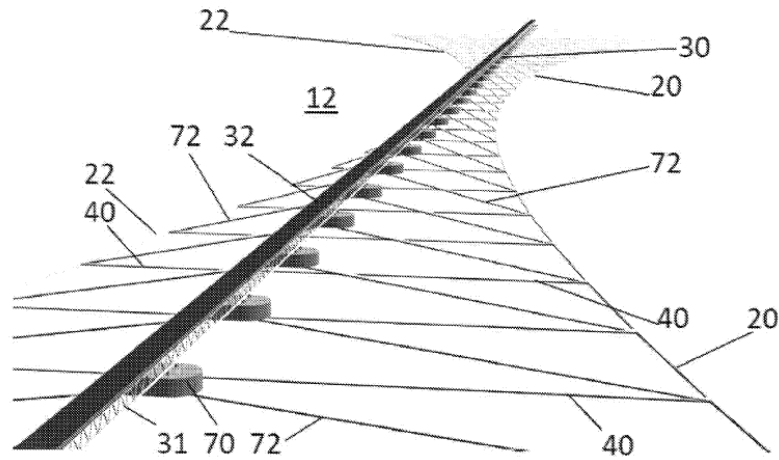


Abbildung 3-10: Darstellung Konzept Søreide (Søreide, 2013)

Nachteil Patent Søreide

Søreide hat die Nachteile der Konstruktionsentwürfe in (Aardal, 2005) erkannt und dessen Konzept weiterentwickelt. Aber auch die in diesem Patent geplanten Konstruktionen werfen weitere Fragen hinsichtlich der Realisierbarkeit auf. Grundprinzip dieses Konzeptes ist es, die Haupttragseile so zu dimensionieren bzw. auszuführen, dass sie auf einer gewissen Tiefe im Wasser, hier 30m, verbleiben.

Bei einer in (Søreide, 2013) erwähnten Variante für das Haupttragseil wird ein Stahlrohrdurchmesser von 1,2m mit einer Wandstärke von 0,2m vorgeschlagen. Unter Berücksichtigung des Auftriebes ergibt das eine nach unten gerichtete vertikale Gewichtskraft von 15,8kN/m (siehe (Kollegger, et al., 2015)). Das Tragseil ist dadurch wesentlich leichter als bei (Aardal, 2005), wodurch die aus dem Eigengewicht resultierenden Zuglast in den Seilen reduziert wird.

Des Weiteren hat die Erfahrung gezeigt, dass Werkstoffe Abweichungen in ihrer Dichte und den Abmessungen von genormten bzw. geplanten Werten aufweisen. Ebenso ändert sich je nach Wassertiefe und Lufttemperatur die Dichte des Wassers, wodurch zwar auf dem Papier ein konstantes Gleichgewicht berechnet werden kann, aber dies in der Realität schwer umzusetzen ist.

Durch eine daraus resultierende variierende Höhenlage der Seile bedeutet dies in weiterer Folge, dass die Querstreben und die Pontons zusätzliche Lasten aus der Stabilisierung der Haupttragseile aufnehmen müssen. Sind die Querstreben aber als Zugseile ausgebildet kommt es zu einem ungehinderten Aufschwimmen der Haupttragseile. Ein zu hohes Auftauchen in den für den Schiffsverkehr notwendigen Lichtraum würde diesen behindern.

Die Auswirkungen dieses Konzepts hinsichtlich der horizontalen Steifigkeit des Systems, sowie der Tragseilbeanspruchung sind in Kapitel 5 ersichtlich.

Bezeichnung Nummerierung (Søreide, 2013)

10	Stabilisierungskonstruktion
11	Wasseroberfläche
12	Fjord
14	Auflager Brücke am Ufer
20/20a-c/22	Tragseile (im Wasser)
21	Kopplungskonstruktion
23	Ring
30	Schwimmende Brücke
31	Fachwerkträger
32	Straße
40	Verbindungsseile quer (im Wasser)
60/62	Tragseillager am Ufer
70	Pontons
72	Geneigte Querstreben

3.3 Patent TU Wien

Die Erfinder dieses Patentos haben ein Konzept entwickelt, bei dem durch gezielte konstruktive Maßnahmen die Seildurchhänge der Tragseile reduziert werden, wodurch eine Erhöhung der Steifigkeit des Artificial Seabed erreicht werden soll. Je größer die Steifigkeit des Tragseilrahmens, desto geringer ist die Beanspruchung für den Brückenträger. Um diese gewünschte höhere Steifigkeit zu erreichen werden für die Haupttragseile eigene Auftriebskörper geplant. Durch diese Tragseilpontons werden die Seile in einer konstanten vertikalen Lage gehalten und weisen lediglich zwischen den Abstützungspunkten Durchhänge aus Eigengewicht auf. Daraus ergeben sich auch für den Seilquerschnitt kleinere Dimensionen, da die Seile kleinere Lasten aus dem Durchhang erhalten. Kleinere Lasten in den Seilen bedeuten wiederum kleinere Kräfte, die von den Verankerungsbauwerken am Ufer aufgenommen werden müssen. Daraus ergeben sich einfachere Fundierungskonstruktionen.

Es wurden einige Varianten mit abgehängten Tragseilen entworfen, die nachfolgend erläutert werden. Alle Varianten enthalten folgende Konstruktionsmerkmale:

- Brücke, die auf mehreren Pontons gelagert ist
- Stabilisierungskonstruktion, mit mind. 2 Haupttragseilen
- mind. 1 Tragseil mit näherungsweise parabelförmigen Verlauf im Grundriss
- Verankerung der Tragseile am Ufer
- Tragseilebene unter Wasser
- Verbindung der Tragseile mit Verbindungsseilen quer und teilweise auch diagonal zur Brückenlängsachse
- Abhängung von zumindest einem Tragseil auf mind. einem Auftriebskörper.
- Auftriebskörper zumindest teilweise über der Wasseroberfläche

Variante 1a

Bei diesem Entwurf wird ein im Grundriss geradliniger Brückenüberbau (10/13) auf Pfeilern (18) gelagert. Am Ufer (14) ist eine verschiebliche Lagerung vorgesehen. Die vertikalen Lasten der Brücke werden über die Pfeiler in Pontons geleitet. Die horizontale Aussteifung (2) liegt unter der Wasseroberfläche (6) und besteht aus Haupttragseilen (3), die über quer verlaufende Seile (7) miteinander verbunden sind und einer Verbindungskonstruktion aus Stahl (19) zwischen Ponton und Seilnetz. Die konkaven Tragseile werden am Ufer verankert (4/5) und entsprechen im Grundriss einem

annähernd parabelförmigen Verlauf. Durch Spannen der Verbindungsseile lässt sich die gewünschte Form bzw. Vorspannung der Tragseile erzielen. Um die Tragseile in vertikaler Richtung zu stabilisieren werden diese an Auftriebskörpern (8) über Verbindungselemente (9) abgehängt. Um den Lichtraum für den Schiffsverkehr einzuhalten steigt die Brücke (1) bis zur Mitte auf die notwendige Höhe an. Da hier kein Ponton angeordnet werden kann, wird im mittleren Abschnitt eine Schrägkabelbrücke (17) mit höheren Pfeilern geplant. In Längsrichtung (10) werden die Pontons über ein Längsseil (16) in ihrer Position gehalten. Des Weiteren werden Lasten in Längsrichtung der Brücke über die Längsseile in die uferseitigen Lagerkonstruktionen geleitet. Das Längsseil verläuft auf der gleichen Eben wie das restliche Seilnetz und wird, wie die anderen Tragseile, am Ufer verankert. Es besteht die Möglichkeit das Längsseil am Ufer auch über Wasser zu verankern (siehe Ansicht Abbildung 3-10 rechts). Dies führt jedoch zu Umlenkkraften im Seil, die in der Bemessung des betroffenen Pontons berücksichtigt werden müssen.

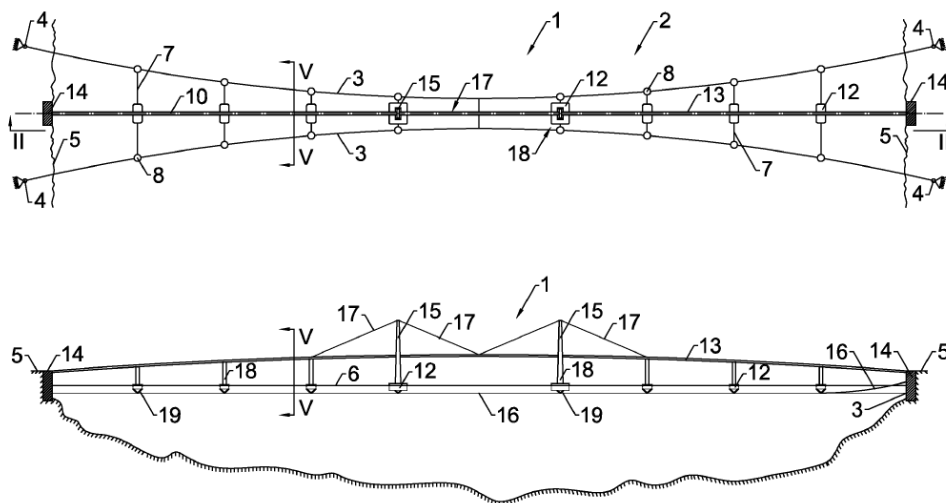


Abbildung 3-11: Grundriss und Längsschnitt II, Variante 1a (Kollegger, et al., 2015)

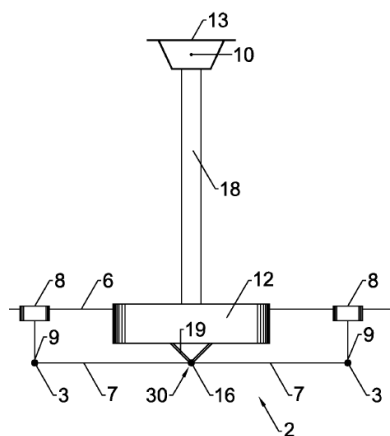


Abbildung 3-12: Querschnitt V, Variante 1a (Kollegger, et al., 2015)

Variante 1b

Dieser Entwurf entspricht im Prinzip Variante 1-a, weist aber zusätzliche Konstruktionselemente auf:

- zusätzliche diagonale (21° - 45° zur Längsachse) Verbindungsseile (70)
- zusätzliche Zugglieder (11)

Die zusätzlichen Seile sind in der gleichen Ebene wie das restliche Seilnetz, unter Wasser angeordnet. Die Zugglieder spannen zwischen den Haupttragseilen und ihrer Verankerung am Ufer (112). Zur Verminderung des Durchhanges werden sie ebenso an einem Auftriebskörper abgehängt. Durch diese zusätzlichen Seile wird der Widerstand der Aussteifungskonstruktion gegen horizontale Verformung, vor allem quer zur Längsachse weiter erhöht.

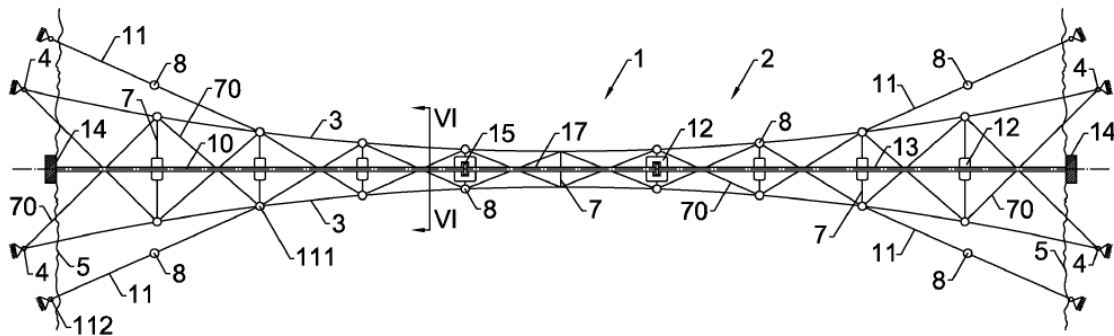


Abbildung 3-13: Grundriss, Variante 1b (Kollegger, et al., 2015)

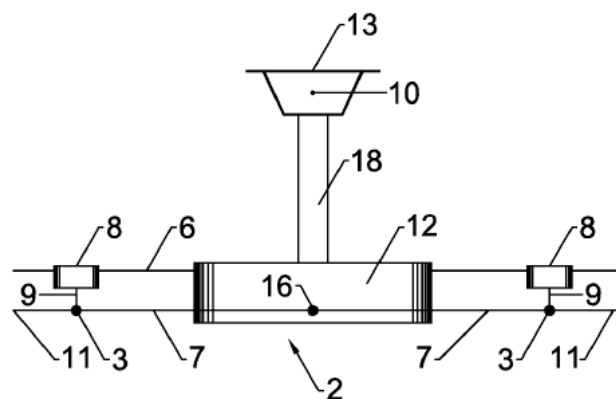


Abbildung 3-14: Querschnitt VI, Variante 1b (Kollegger, et al., 2015)

Die Tragseile können auch etwas höher angeordnet werden, wenn für den Schiffsverkehr ein geringerer Tiefgang vorgesehen ist.

Variante 1-c

Bei diesem Entwurf werden anstatt der 90° zur Längsachse verlaufenden Verbindungen Seile (70) im Winkel von 22° bis 34° in Bezug zur Längsachse angeordnet. Um den Durchhang der Haupttragseile werden auch an den Knotenpunkten der diagonal verlaufenden Verbindungen Auftriebskörper vorgesehen. Diese Variante bietet eine höhere Steifigkeit, vor allem hinsichtlich einer nicht gleichmäßig über die gesamte Länge auftretenden Belastung quer zur Längsachse, verglichen mit den Varianten 1-a und 1-c. Dies ist z.B.: bei lokalen Böen oder unsymmetrischer Strömung der Fall.

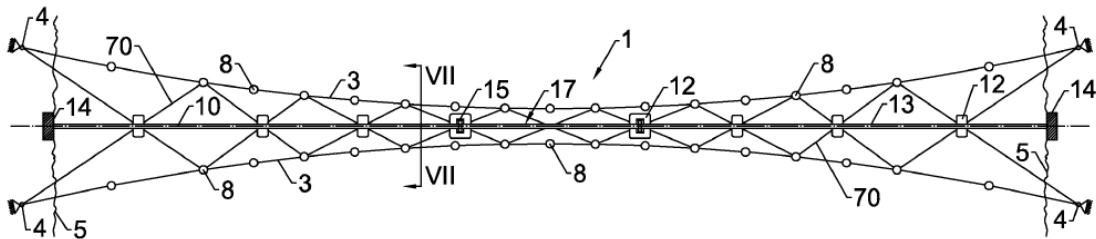


Abbildung 3-15: Grundriss, Variante 1c (Kollegger, et al., 2015)

Bei einer geringeren Pfeilerhöhe (siehe Abbildung 3-16) können die Längskräfte im Überbau auch über eine unverschiebliche Lagerung am Ufer abgeleitet werden. Die Lager müssen dafür zur Aufnahme von Kräften in Längsrichtung der Brücke ausgelegt werden.

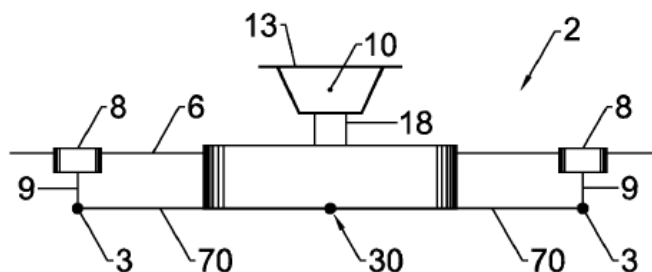


Abbildung 3-16: Alternativer Querschnitt VII, Variante 1c (Kollegger, et al., 2015)

Variante 2

Bei diesem Entwurf entspricht die Brücke im Grundriss annähernd einer Parabel. Die Aussteifung erfolgt durch 2 Tragseile., wobei 1 Tragseil direkt unterhalb, entlang der Brückenlängsachse verläuft. Somit fungiert dieses Tragseil nicht nur als Aussteifung in Querrichtung zur Brücke, sondern auch als Stabilisierung entlang der Brückenachse. Diese Variante bietet den Vorteil, dass Verschiebungen der Brücke längs ihrer Achse über Querverschiebungen aufgenommen werden. Die Auflagerung des Brückenträgers am Ufer kann somit in Längs- und Querrichtung unverschieblich ausgeführt werden. Besonderes Augenmerk muss auf die Ausführung der Lager hinsichtlich sich ändernder Wasserspiegel

gelegt werden. Durch Ebbe und Flut ist die Brücke einer täglichen vertikalen Verformung ausgesetzt. Diese muss vom Brückenträger aufgenommen werden können, bzw. muss das Lager mit einer ausreichenden Drehfreiheit für den Überbau ausgebildet werden, da es ansonsten zu Zwangsbelastungen kommen kann.

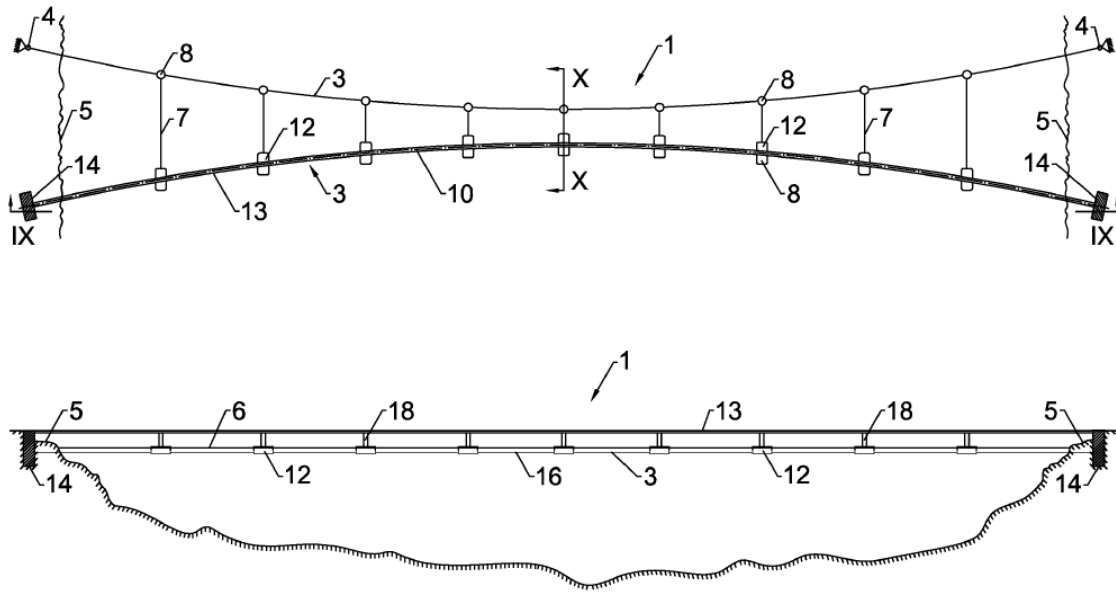


Abbildung 3-17: Grundriss und Längsschnitt IX, Variante 2 (Kollegger, et al., 2015)

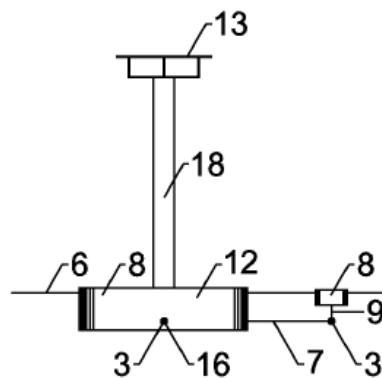


Abbildung 3-18: Querschnitt X, Variante 2 (Kollegger, et al., 2015)

Variante 3

Dieser Entwurf ist eine Weiterentwicklung von Variante 2. Es wird auf Höhe des Überbaus der Brücke ein zusätzliches Tragseil (20) gespannt, das am Ufer verankert wird. Dies führt zu einer weiteren horizontalen Aussteifung des Überbaus in dessen Ebene. Der Überbau und das Tragseil (20) werden über quer verlaufende Seile (22) verbunden. Das über Wasser angeordnete Tragseil wird auf Stützen (21) gelagert, die auf den Auftriebskörpern des Tragseiles gestellt werden. Wird das Tragseil (20) angespannt

entstehen im Überbau ebenfalls Zugkräfte, die in Querrichtung stabilisierend wirken. Die Zugspannung im Trageisil muss dabei so groß sein, dass durch die Einleitung der Horizontalkomponente der Stütznormalkraft das Seil nie spannungsfrei wird. Die Ausführung der Verbindung (23) zwischen Auftriebskörper (8) und Trageisil (3) ist bei dieser Variante aus Stahlbeton vorgesehen, da zur Zugbeanspruchung aus dem abgesenkten Trageisil noch eine Momentenbeanspruchung aus der Stütze (21) kommt.

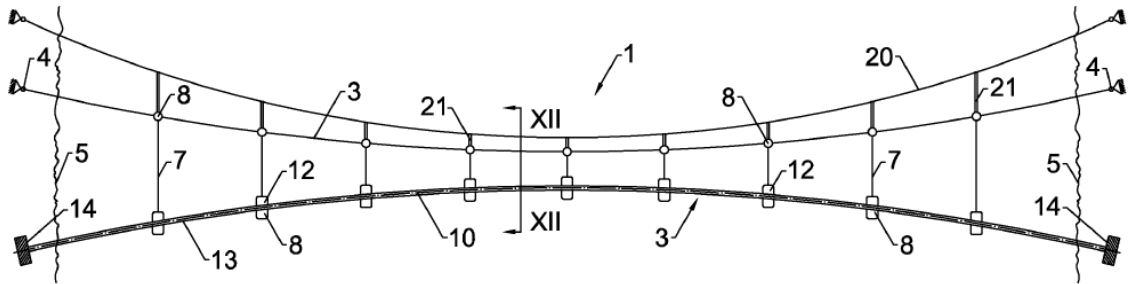


Abbildung 3-19: Grundriss, Variante 3 (Kollegger, et al., 2015)

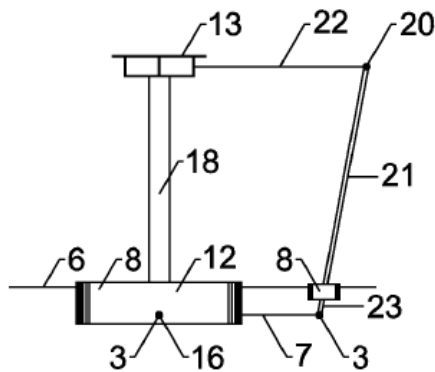


Abbildung 3-20: Querschnitt XII, Variante 3 (Kollegger, et al., 2015)

Variante 4

Bei diesem Entwurf weisen die beiden Trageisile unterschiedliche parabolförmige Verläufe auf. In der Mitte der Brücke sind beide an einem Punkt oder entlang eines Abschnittes (33) fest miteinander verbunden. Diese Variante ergibt sich durch Anpassen der Trageisilform an die Querlasten, die auf Pontons und Brücke wirken.

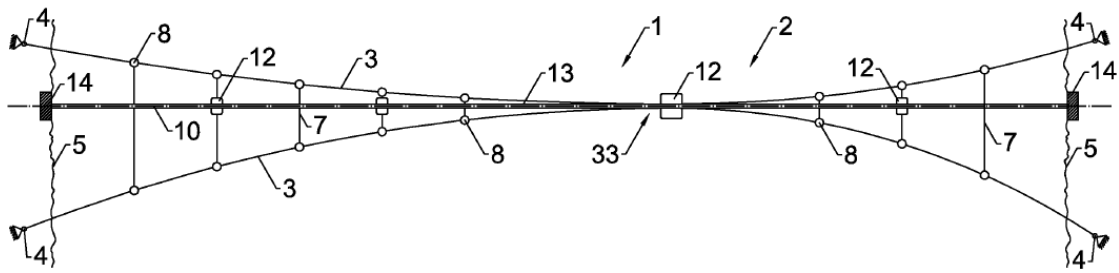


Abbildung 3-21: : Grundriss, Variante 4 (Kollegger, et al., 2015)

Bezeichnung Nummerierung (Kollegger, et al., 2015) (Kollegger, et al., 2015)

1	Pontonbrücke	15	Pylon
2	Stabilisierungsstruktur	16	Längsseil in Längsrichtung der Pontonbrücke
3	Tragseil (im Wasser)	17	Kabel der Schrägkabelbrücke
4	Verankerungspunkt Tragseil	18	Pfeiler
5	Ufer	19	Verbindungsstruktur
6	Wasseroberfläche	20	Tragseil (in der Luft)
7	Verbindungsseil	21	Stütze (in der Luft)
8	Auftriebskörper	22	Verbindungsseil (in der Luft)
9	Tragelement	30	Verbindungspunkt
10	Längsachse, bzw. Längsrichtung des Brückenträgers	33	Berührungsstelle bzw. -abschnitt
11	Zugglied	70	zusätzliches Verbindungsseil
12	Ponton	111	Endpunkt des Zuggliedes am Tragseil
13	Brückenträger		
14	Widerlager		

4 Entwurf Pontonbrücke

Das Ziel dieser Arbeit ist die Demonstration der Machbarkeit einer Pontonbrücke, basierend auf dem in 3.3 beschriebenen Patenten anhand von 2 unterschiedlichen Modellen:

- Modell 1 – Schwimmende Brücke ohne Freiraum für Schiffsverkehr
- Modell 2 – Schwimmende Brücke inkl. Schrägkabelbrücke für Schiffsverkehr

In diesem Kapitel werden zum einen die für den Entwurf einer schwimmenden Tragstruktur wesentlichen Lastannahmen behandelt. Anhand einer Parameterstudie der TU Wien wird in einem weiteren Schritt zunächst die Form für das Artificial Seabed festgelegt. Dann folgt, basierend auf den für diesen Entwurf maßgebenden Belastungen, eine Vordimensionierung der tragenden Bauteile:

- Ponton
- Haupttragseil
- Brücke
- Brückenpfeiler
- Überbau
- Schrägkabelbrücke

4.1 Lasten - Allgemein

4.1.1 Lasten auf Querungsbauwerke - Allgemein

Die Tragstruktur einer schwimmenden Brücke muss hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf eine Vielzahl von Belastungen dimensioniert werden. Diese werden in ständige und veränderliche, bzw. außergewöhnliche Lasten unterteilt:

Ständige Lasten

- Eigengewicht Tragkonstruktion
- Ausbaulast
- Vorspannung der Seile
- Auftrieb

Veränderliche Lasten (Fjeld, 2012)

- Verkehr
- Ebbe und Flut
- Windlasten
- Wirbelstrom induzierte dynamische Lasten (Fjeld, 2012)
- Strömung
 - konstant über die Fjordbreite
 - symmetrisch
 - antimetrisch
- Kielwasser induzierte dynamische Lasten
- Wellenlasten
- Erdbeben induzierte Wellenlasten
- Schnee und Eis
- Temperatur
- Kriechen und Schwinden

Außergewöhnliche Lasten

- Erdbeben
- Schiffsanprall

Die genannten Lastfälle benötigen bei diesen Bauwerksabmessungen umfangreiche Berechnungen, unter Berücksichtigung der geplanten Bauwerksstrukturen. Auch bei erläuterten Machbarkeitsstudien (Fjeld, 2012), (Jakobsen, et al., 2013)) war die Kompetenz mehrerer Ingenieurbüros notwendig um alle Belastungen zielgerichtet für den jeweiligen Entwurf erfassen zu können. Eine derart detaillierte Auseinandersetzung mit den unterschiedlichen Belastungsarten und die Berücksichtigung aller möglichen Lastfälle ist daher nicht das Ziel dieser Arbeit.

4.1.2 Lasten auf Pontonbrücke - Allgemein

Das Hauptziel dieses Brückenentwurfes ist der Vergleich der 3 patentierten (siehe Kapitel 3) Aussteifungssysteme. Um eine Aussage über den Unterschied in der Funktionalität der Systeme geben zu können, werden für den Entwurf der Pontonbrücke folgende, maßgebende Lasten berücksichtigt:

Ständige Lasten

- Eigengewicht
- Ausbaulast
- Vorspannung
- Anspannung Kabel bei Schrägkabelbrücke

Veränderliche Lasten

- Verkehr (voll/halbseitig)
- Wind, in Fjordichtung
- Strömung:
 - konstant über die Fjordbreite
 - symmetrisch über die Fjordbreite
- Temperatur
- Ebbe/Flut

Außergewöhnliche Lasten

- Schiffsanprall

Das Hauptaugenmerk beim Vergleich der drei Aussteifungstypen wird auf deren Wirksamkeit für die Horizontalaussteifung der schwimmenden Brücke gelegt. Hier handelt es sich um ein globales Tragwerksverhalten. Um eine Aussage über das Verformungsverhalten der drei Typen treffen zu können reicht es daher, Belastungen zu betrachten, die sich maßgebend auf die Verformung der gesamten Tragstruktur auswirken. Deshalb wird eine Vielzahl der in 4.1.1 genannten Belastungsarten hier vernachlässigt. Einerseits wäre eine jahrelange Studie zu den unterschiedlichen Lastfällen notwendig, und des Weiteren hat die Berücksichtigung dieser Lastfälle, aus Sicht des Verfassers keinen Mehrwert für den angestrebten Vergleich der drei Aussteifungssysteme.

4.2 Entwurf Artificial Seabed

Im Zuge eines Forschungsprojektes wurde an der TU Wien, am Institut für Tragkonstruktionen, unter der Leitung von O.Univ.Prof.Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kolleger ein Prototyp für eine schwimmende Brücke entworfen. Dieser Prototyp basiert auf dem in Kapitel 3.3 erläuterten Patent der TU WIEN (siehe 3.3). Das Projekt gliedert sich in 3 Meilensteine:

1. Grundlagenanalyse
2. Parameterstudie zu unterschiedlichen Formen und Querschnitten des Aussteifungssystems
3. Erstellung eines Prototyps einer schwimmenden Brücke, basierend auf dem Patent der TU Wien

Der Entwurf des Artificial Seabed und die Lastannahmen der in dieser Arbeit geplanten Brücke beruhen teilweise auf den Zwischenergebnissen, die im Meilenstein 2 des Forschungsprojektes ausgearbeitet wurden. Die Formfindung der Querschnitte des Artificial Seabed basieren auf einer in Meilenstein 2 erstellten Parameterstudie.

Die hier angeführten Lasten können sich zu einem späteren Zeitpunkt, bei einer Verfeinerung der zunächst getroffenen Annahmen der Lasten und Strukturabmessungen noch ändern. Die Berechnung der Brückenmodelle erfolgt mit der Software Dlubal RFEM 5.09.

4.2.1 Grundlegende Annahmen Parameterstudie

Die Tragstruktur des Artificial Seabed beruht auf dem Patent der TU Wien.

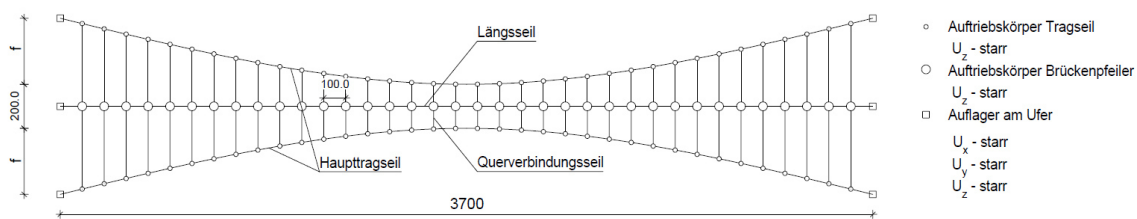


Abbildung 4-1: Grundriss Artificial Seabed (Parameterstudie)

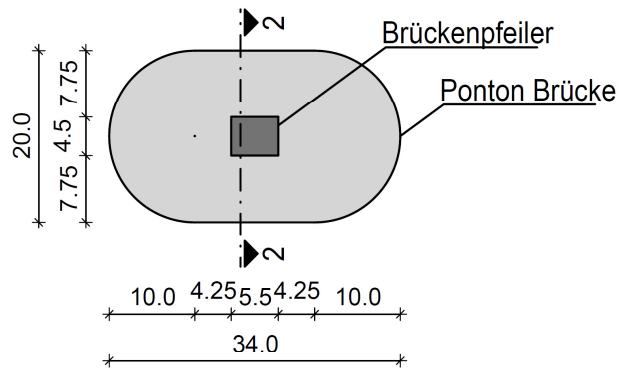
Am Ufer sind die Tragseile und das Längsseil fix verankert. Die Pontons für die Tragseile und die Brücke sind in z-Richtung als unverschieblich angenommen.

Geometrie Pontonbrücke (Parameterstudie)

Die hier berücksichtigten Abmessungen und Beiwerte für die Pontons, Brückenpfeiler und den Brückenträger entsprechen den Werten aus Meilenstein 2 und werden nur für die Auswertung der Parameterstudie verwendet. Der Pfeiler und der Brückenträger sind nicht direkt Teil der Parameterstudie. Die Querschnittsabmessungen werden nur angenommen um die auf das Artificial Seabed wirkenden Lasten zu berechnen. In Kapitel 4.3 werden die Abmessungen und die Faktoren für die weiteren Lastberechnungen im Zuges der Vordimensionierung der Bauteile angepasst. Die Struktur hat folgende Abmessungen:

- Ponton Brücke:
 - Länge: 34m
 - Breite: 20m
 - Höhe: 6m (4m unter Wasser)
- Ponton Tragseil:
 - Abmessungen für Parameterstudie nicht definiert
- Brückenpfeiler:
 - Länge: 70m
 - Höhe: 4,5m
 - Breite: 5,5m
- Überbau:
 - Höhe: 5m
 - Breite: nicht definiert
 - Stützweite: 100m
- Tragseil:
 - variierender Durchmesser: $D_i=80-8000\text{mm}$
- Längsseil:
 - konstanter Durchmesser: $D_{LS}=800\text{mm}$
 - Querverbindungsseil: $d_{i,VS}=20-2000\text{mm}$

Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

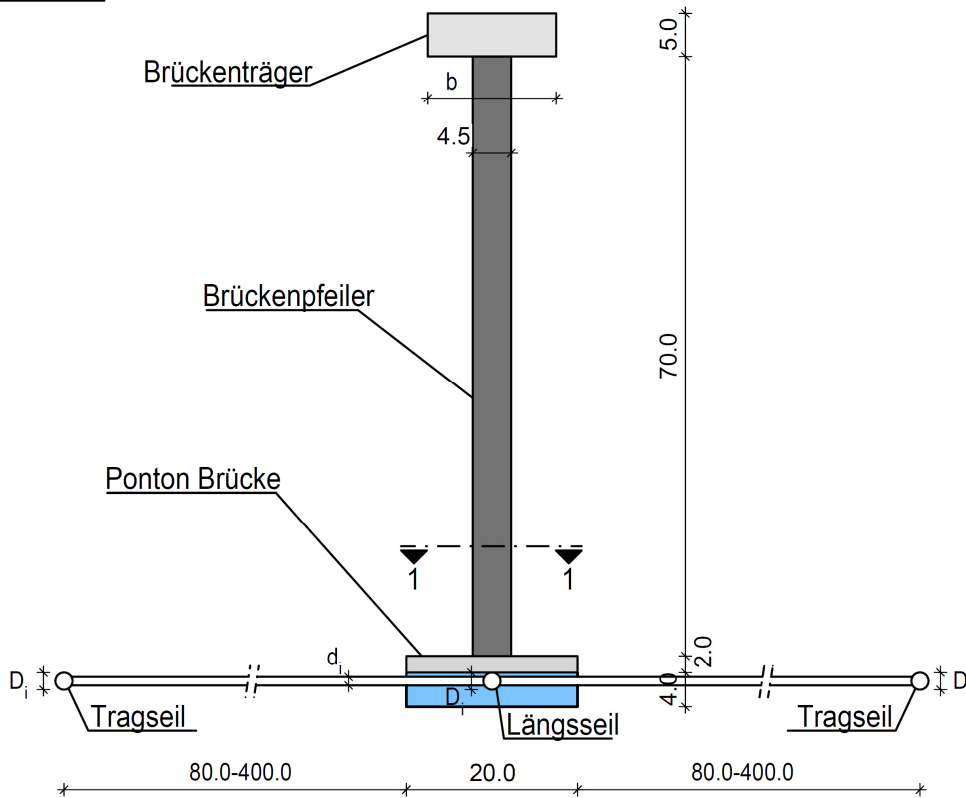


Abbildung 4-2: Geometrie Pontonbrücke (Parameterstudie)

Vorzeichenrichtung Modell

- positive x – Richtung: im Grundriss längs zur Brückenachse nach „Rechts“
- positive y – Richtung: im Grundriss quer zur Brückenlängsachse nach „Unten“
- positive z – Richtung: im Schnitt vertikal nach „Unten“ zum Erdmittelpunkt

4.2.1.1 Kenngrößen der Berechnungsmodelle (Parameterstudie)

Für die Parameterstudie werden mehrere Modelle mit unterschiedlichen Grundgrößen berechnet, wobei sich die Modelle durch folgende Parameter unterscheiden:

- Stich der Tragseilkurve f_i [m]
- Vorspannkraft der Tragseile σ_{Pi} [N/mm²]
- Durchmesser der Haupttragseile D_i [m]
- Durchmesser der Querverbindungsseile d_i [m]

Stich Tragseilkurve

Der Mindestabstand der Haupttragseile ist in Fjordmitte konstant mit 200m angenommen. Der Kurvenstich wird wie folgt parametrisiert:

- $f_1=0\text{m}$
- $f_2=100\text{m}$
- $f_3=200\text{m}$
- $f_4=300\text{m}$
- $f_5=400\text{m}$
- $f_6=1000\text{m}$

Vorspannkraft der Tragseile

Der Einfluss der Vorspannkraft der Haupttragseile wird für folgende Spannungsniveaus untersucht:

- $\sigma_{P1}=20\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{P2}=100\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{P3}=200\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{P4}=500\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{P5}=1000\text{N/mm}^2$

Durchmesser Haupttragseil

Die Durchmesser in den Modellen wird wie folgt variiert:

- $D_1=80\text{mm}$
- $D_2=400\text{mm}$
- $D_3=800\text{mm}$
- $D_4=4000\text{mm}$
- $D_5=8000\text{mm}$

Der Durchmesser des Seiles in Brückenlängsachse ist konstant mit $D_{LS}=800\text{mm}$.

Durchmesser Querverbindungsseil

Der Durchmesser der Querverbindungsseile wird wie folgt parametrisiert:

- $d_1=20\text{mm}$
- $d_2=100\text{mm}$
- $d_3=200\text{mm}$
- $d_4=400\text{mm}$
- $d_5=1000\text{mm}$
- $d_6=2000\text{mm}$

Berechnete Werte für Formfindung des Artificial Seabed

Es werden durch die Variation der Modellgrößen unterschiedliche Tragwerksverhalten untersucht. Die dabei berechneten Werte sind:

- Globale Verformung U [mm]
- Horizontale globale Verformung U_y [mm]
- Normalkraft im Haupttragseil N_D [kN]

4.2.2 Lastannahmen für die Parameterstudie

Die im Meilenstein 2 erstellte Parameterstudie befasst sich mit dem Verhalten (Verformung U , U_y und der Normalkraft in den Tragseilen) der horizontalen Aussteifungsstruktur (Artificial Seabed) bei unterschiedlichen Modellkennwerten und Lastfällen. Der Brückenpfeiler und der Brückenträger sind nicht direkt Teil der Parameterstudie und in den Berechnungsmodellen auch nicht berücksichtigt. Die auf den Brückenträger und Brückenpfeilers wirkenden Gleichlasten aus dem Lastfall Wind werden als Einzellast auf die Pontons angesetzt. Die Windlasten auf die Auftriebskörper der Tragseile werden vernachlässigt. Folgende Lastfälle wurden berücksichtigt:

Ständige Lasten

- Eigengewicht inkl. Auftrieb
- Vorspannung σ_{Pi} [N/mm²] der Haupttragseile

Veränderliche Lasten (quer zur Brückenlängsrichtung)

- Wind auf:
 - Ponton
 - Brückenpfeiler
 - Brückenträger
- Strömung auf:
 - Haupttragseile
 - Pontons

Außergewöhnliche Lasten (quer zur Brückenlängsrichtung)

- Schiffsanprall:
 - in Fjordmitte
 - im 4tel Punkt

4.2.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Seile wird mit folgender Wichte berechnet:

- $\gamma_{\text{Seil}} = 78,6 \text{ kN/m}^3 \downarrow$ Wichte Stahl
- $\gamma_{\text{Wasser}} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \uparrow$ Wichte Wasser (Auftrieb)
- ⇒ $\gamma_{\text{Seil,uW}} = 78,6 - 9,81 = 68,79 \text{ kN/m}^3 \downarrow$ Wichte der Seile unter Wasser

4.2.2.2 Strömungslasten lt. (DNV, 2007)

Es werden hier Belastungsannahmen und weitere Rechenwerte aus der Machbarkeitsstudie des abgesenkten schwimmenden Tunnels (Fjeld, 2012) und (DNV, 2007) für die Berechnung verwendet.

Kennwerte Allgemein:

- Dichte Wasser: $\rho_w=1000\text{kg/m}^3$
- Viskosität Wasser bei 7°C: $\eta=1,4\text{Ns/m}^2$
- Fließgeschwindigkeit: $v=1,27\text{m/s}$ lt. Tab.4-6 (Fjeld, 2012)

Kennwerte Tragseil (TS) und Längsseil:

- Durchmesser Tragseil: $D_{TS}=800\text{mm}$
- Fließwiderstand Tragseil: $C_{TS}=1,8$ lt. Tab. E-1-1 (DNV, 2007)

Kennwerte Ponton (P):

- Pontonbreite: $b_P=20\text{m}$
- Pontonhöhe unter Wasser: $h_{P,uW}=4\text{m}$
- Pontonhöhe über Wasser: $h_{P,üW}=2\text{m}$
- Fließwiderstand Ponton: $C_P=0,7$ lt. Tab.E-1-7 (DNV, 2007)
- Angeströmte Pontonfläche: $A_P=b_P \cdot h_{P,uW}=20 \cdot 4=80\text{m}^2$

Strömungslast auf Tragseil $f_{c,TS}$ [kN/m]:

$$\begin{aligned}
 f_{S,TS} &= \frac{1}{2} * C_{TS} * \rho * D_{TS} * v^2 & 4.1 \\
 &= \frac{1}{2} * 1,8 * 0,8 * 1000 * 1,27^2 * \frac{1}{1000} \\
 &= 1,16\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Strömungslast auf Pontons (unter Wasser) $F_{t,P}$ [kN]:

$$\begin{aligned}
 F_{S,P} &= \frac{1}{2} * C_P * \rho * A_P * v^2 & 4.2 \\
 &= \frac{1}{2} * 0,7 * 1000 * 80 * 1,27^2 * \frac{1}{1000} \\
 &\approx 45\text{kN}
 \end{aligned}$$

4.2.2.3 Windlasten lt. EC1-4 (ASI, 2011)

Es werden die resultierenden Windlasten auf die tragenden Bauteile berechnet.

Kennwerte Allgemein:

- Luftdichte: $\rho_a = 1,25 \text{ kg/m}^3$ lt. EC 1-4, 4.5 (1) -Anm.2
- Grundwert Basiswindgeschwindigkeit: $v_{b,0} = 28,0 \text{ m/s}$ lt. 4.6 (Fjeld, 2012)
- Richtungsfaktor: $c_{dir} = 1,0$ lt. EC 1-4, 4.2 (2) -Anm.2
- Jahreszeitenbeiwert: $c_{season} = 1,0$ lt. EC 1-4, 4.2 (2) -Anm.3
- Basiswindgeschwindigkeit: $v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 28 * 1,0 * 1,0 = 28,0 \text{ m/s}$
- Gesamthöhe Brücke: $h_{ges} = h_{P,üW} + l_{BP} + d_{tot} = 2 + 70 + 6,2 = 78,2 \text{ m}$
- Geländefaktor: $c_{e(z)} \approx 4,3$ lt. EC 1-4, Bild 4.2

Kennwerte Brückenträger (BT):

- Spannweite Brückenträger: $l_s = 100 \text{ m}$
- Höhe Brückenträger: $d = 5,0 \text{ m}$
- Berechnungshöhe Brückenträger: $d_{tot} = 5,0 + 1,2 = 6,2 \text{ m}$ lt. EC 1-4, Tab.8.1
- Referenzfläche Brückenträger/m: $A_{BT,längs} = l_s * d_{tot} = 6,20 \text{ m}^2/\text{m}$
- Aerodynamischer Beiwert: $c_{fx,0} = 1,3$ lt. EC 1-4, 8.3.1(1)-Anm.2
- Kraftbeiwert für Brückenträger: $c_{fx} = c_{fx,0} = 1,3$ lt. EC 1-4, 8.3.1
- Strömungsbeiwert Brückenträger: $C_{BT} = c_{fx,0} * c_{e(z)} = 1,3 * 4,3 = 5,59$

Kennwerte Brückenpfeiler (BP):

- Länge Brückenpfeiler vertikal: $l_{BP} = 70,0$
- Stützlänge zwischen Pontons: $l_{s,BP} = 100 \text{ m}$
- Brückenpfeilerhöhe: $h_{BP} = 5,5 \text{ m}$
- Brückenpfeilerbreite: $b_{BP} = 4,5 \text{ m}$
- Verhältnis b_{BP}/h_{BP} : $b_{BP}/h_{BP} = 5,5/4,5 = 1,22$
- Grundkraftbeiwert: $c_{f0} = 2,0$ lt EC1-4 7.6, Bild 7.23
- Abminderungsfaktor Querschnitt: $\Psi_R = 1,0$ lt. EC1-4, Bild 7.24
 - Ausrundungsradius $r=0$
- Abminderungsfaktor Schlankheit: $\Psi_\lambda = 1,0$ lt. EC1-4,
- Kraftbeiwert: $c_f = c_{f0} * \Psi_\lambda * \Psi_R = 2,0 * 1,0 * 1,0 = 2,0$
- Strömungsbeiwert Brückenpfeiler: $C_{BP} = c_{e,(x)} * c_f = 4,3 * 2,0 = 8,6$

Kennwerte Ponton (P):

- Pontonfläche über Wasser: $A_{P,üW} = 2,0 * 20 = 40 \text{ m}^2$

Windlast auf Brückenträger $F_{w,BT}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{w,BT} &= \frac{1}{2} * C_{BT} * \rho_a * A_{BT,längs} * v^2 & 4.3 \\ &= \frac{1}{2} * 5,59 * 1,25 * (6,2 * 100) * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 1698kN \end{aligned}$$

Windlast auf Brückenpfeiler $F_{w,BP}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{w,BP} &= \frac{1}{2} * C_{BP} * \rho_a * A_{BP,vertikal} * v^2 & 4.4 \\ &= \frac{1}{2} * 8,6 * 1,25 * (4,5 * 70) * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 1327kN \end{aligned}$$

Windkraft auf Ponton (über Wasser) $F_{w,P}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{w,P} &= \frac{1}{2} * C_P * \rho_a * A_{P,üW} * v^2 & 4.5 \\ &= \frac{1}{2} * 0,7 * 1,25 * 40 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 14kN \end{aligned}$$

4.2.2.4 Schiffsanprall

Für die Schiffsanpralllast auf einen Ponton werden die Modelle mit der in (Fjeld, 2012) berücksichtigten quasistatischen Kraft berechnet.

$F_{SA}=47MN$ lt. 5.3.7 (Fjeld, 2012)

4.2.3 Lastbilder

Die in 4.2.2 berechneten Lasten werden exemplarisch für bestimmte Berechnungsmodelle und Parameter dargestellt.

4.2.3.1 Ständige Lasten

Lastfall 1 (LF1) - Eigengewicht

Wird automatisch von der Software ermittelt.

LF2 - Vorspannung Tragseil

Die Vorspannung wird hier exemplarisch für Trageildurchmesser $D=800\text{m}$ und $\sigma_{P2}=100\text{N/mm}^2$ berechnet. Die Vorspannung wirkt auf die parabelförmigen Tragseile.

- $F_P=50265\text{kN}$

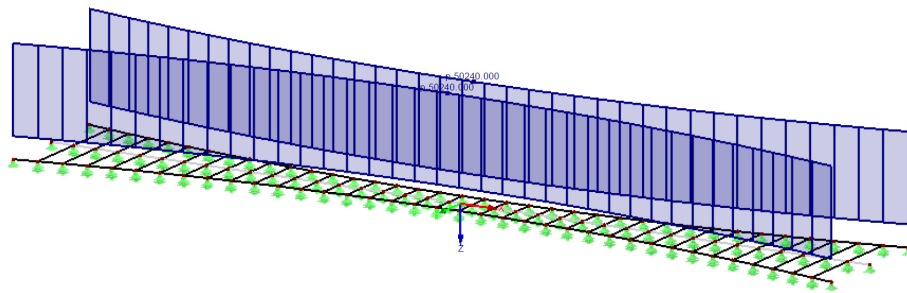


Abbildung 4-4: Vorspannung Tragseile (Parameterstudie)

4.2.3.2 Veränderliche Lasten

Wind

Die Windbelastung auf den Brückenträger, die Brückenpfeiler und die Pontons der Brücke werden als Einzellast auf die Pontons angesetzt.

- $F_{BT}=1698\text{kN}$
- $F_{BP}=1327\text{kN}$
- $F_P \approx 14\text{kN}$

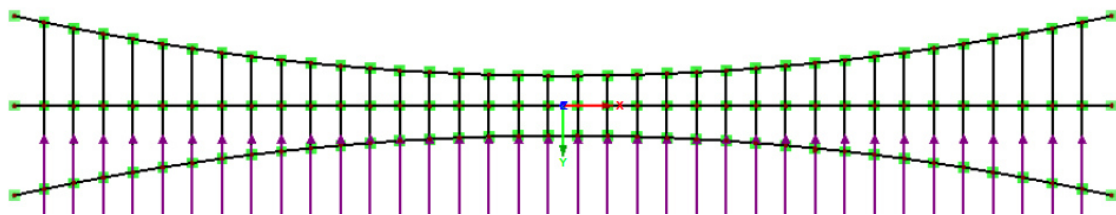


Abbildung 4-5: Windlast Pontonbrücke (Parameterstudie)

LF4 - Strömung

Die symmetrische Strömungslast der Trag- und Längsseile wird als Gleichlast auf diese angesetzt. Die Strömungslast auf die Pontons wird als Einzellast auf diese angesetzt. Die berechneten Werte beziehen sich auf einen Seildurchmesser von $D=800\text{mm}$.

- $f_{c,TS}=1,16\text{kN/m}$
- $F_{c,P}\approx 45\text{kN}$

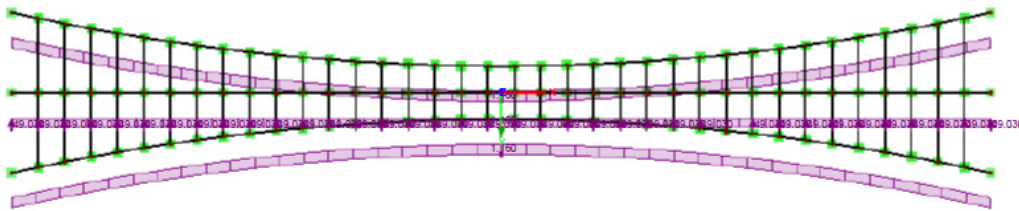


Abbildung 4-6: Strömungslasten Pontonbrücke (Parameterstudie)

4.2.3.3 Außergewöhnliche Lasten

LF5 Schiffsanprall

Die Schiffsanpralllast wird in Fjordmitte (LF5) angesetzt.

- $F_{SA,1/2}=47\text{MN}$

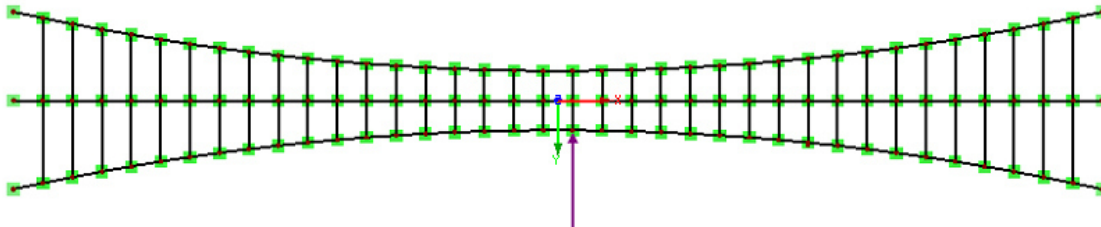


Abbildung 4-7: LF5a, Schiffsanpralllast in Fjordmitte (Parameterstudie)

4.2.4 Ergebnisse Parameterstudie

Mit den unterschiedlichen Kennwerten (siehe 4.2.1.1) werden die Modelle zur Unterscheidung bezüglich folgender Größen berechnet:

- Globale Verformung U [mm]
- Horizontale globale Verformung U_y [mm]
- Normalkraft im Haupttragseil N_D [kN]

4.2.4.1 Berechnete Lastfälle und Kombinationen

Lastfälle

Es werden folgende Lastfälle für die Formfindung des Artificial Seabed verwendet:

- LF1 – Eigengewicht der Struktur
- LF2 – Vorspannung der Tragseile $F_{P,i}$
- LF3 – Windlasten auf Ponton $F_{w,P}$
- LF5 – Schiffsanprall in Fjordmitte $F_{SA,1/2}$

Modelldaten und Ergebnis - Vergleichsberechnung LF3 und LF4

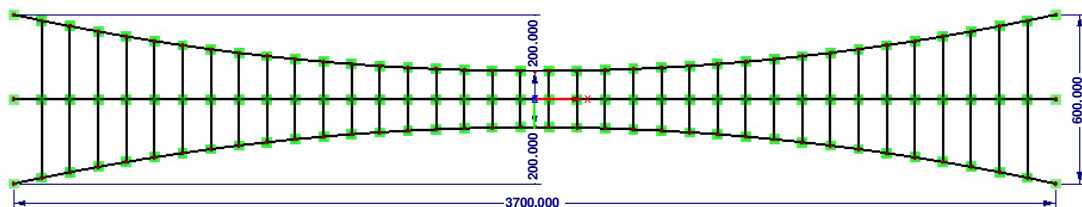


Abbildung 4-8: Draufsicht Berechnungsmodell (Parameterstudie)

- Durchmesser Tragseil: $D=800\text{mm}$
- Durchmesser Querverbindungsseil: $d=200\text{mm}$
- Vorspannung: $\sigma_P=100\text{N}/\text{mm}^2$
- Belastungen: siehe 4.2.2

Ergebnis Verformung U_y :

Lastfall	horizontale Verformung U_y [mm]
Wind	31062
Strömung	4549

Tabelle 4-1: Horizontale Verformung U_y [mm]

$$U_{y,LF3} \approx 31,1\text{m}$$

$$U_{y,LF4} \approx 4,6\text{m}$$

$$\text{Verhältnis Verformung } U_y - LF4/LF3: \quad = 4,6/31,1 \approx 15\%$$

Aus der Vergleichsberechnung der Verformung zwischen Windlast (LF3) und Strömungslast (LF4) geht hervor, dass die Strömungslasten nur ca. 15% der horizontalen Verformungen der Windlasten entsprechen. Daher wird LF4 für die Formfindung des Artificial Seabed vernachlässigt.

Lastfallkombinationen

Es werden zwei charakteristische Lastfallkombinationen berechnet.

- Lastkombination 1 (LK1):
 - $1,0 \times LF1 + 1,0 \times LF2 + 1,0 \times LF3$
- LK2:
 - $1,0 \times LF1 + 1,0 \times LF2 + 1,0 \times LF5a$

Da es sich beim Lastfall Schiffsanprall um einen außergewöhnlichen Lastfall handelt kann der Wind entweder mit dem Kombinationsbeiwert ψ_1 oder ψ_2 berücksichtigt werden (siehe Eurocode 0, Kap.6.4.3). Für die hier berechneten Lastfallkombinationen wird der Lastfall 3 mit $\psi_2=0$ berücksichtigt. (siehe Eurocode 0, Tab.A.1.1) (ASI, 2013).

4.2.4.2 Einfluss des Stiches f_i [m] der Tragseilkurve*Modellparameter*

- Stich der Tragseilkurve: f_i variiert
- Vorspannung Tragseil: $\sigma_P=100\text{N}/\text{mm}^2$
 - $F_P=\sigma_P * A_{TS}=100*800^2*\pi/ (4*1000) \approx 50.266\text{kN}$
- Durchmesser D: $D=800\text{mm}$
- Durchmesser d: $d=200$
- *Globale Verformung U [mm]*

f [m] / LK	LK1	LK2
0	106970	60186
100	55657	24581
200	24853	18611
300	12599	17084
400	31148	19392
1000	48549	36099

Tabelle 4-2: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)

- *Horizontale Verformung U_y [mm]*

f [m] / LK	LK1	LK2
0	106970	60186
100	55615	24581
200	24745	18611
300	12438	17804
400	7430	16137
1000	4022	12660

Tabelle 4-3: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)

- *Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil*

f [m] / LK	LK1	LK2
0	269290	101950
100	322820	104040
200	251140	91094
300	195760	86486
400	167670	88468
1000	154910	118170

Tabelle 4-4: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)

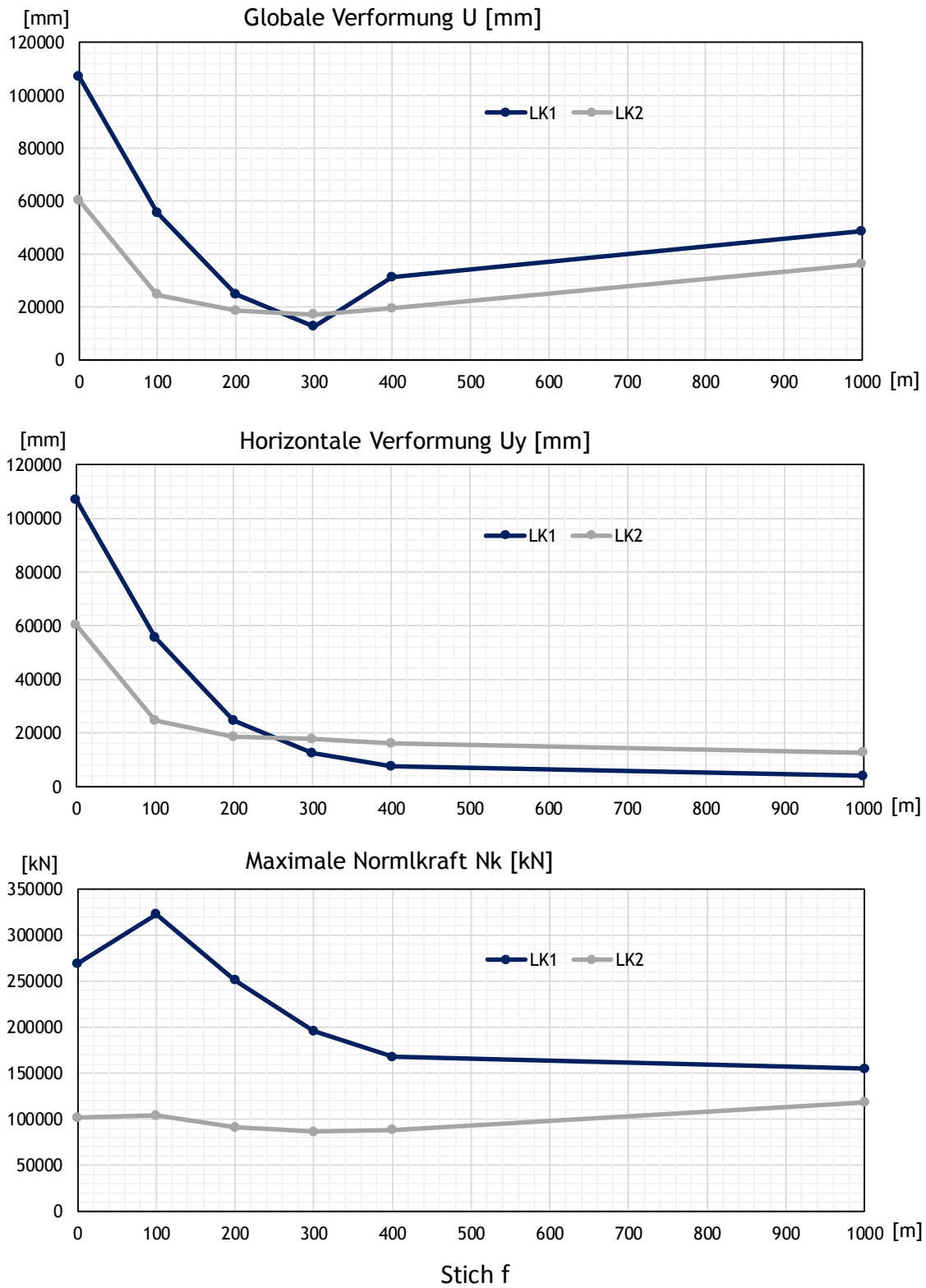


Abbildung 4-9: Ergebnisse bei Variation des Trageilstiches f [m] (Parameterstudie)

4.2.4.3 Einfluss der Variation der Vorspannung σ_P [N/mm] der Tragseile*Modellparameter*

- Stich der Tragseilkurve: $f=300\text{m}$
- Vorspannung Tragseil: σ_{Pi} variiert
- Durchmesser D: $D=800\text{mm}$
- Durchmesser d: $d=200$

Globale Verformung U [mm]

σ_{Pi} [N/mm ²] / LK	LK1	LK2
20	15608	21664
100	12599	13262
200	9489	9913
500	7596	5568
1000	7135	3395

Tabelle 4-5: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)

Horizontale Verformung U_y[mm]

σ_{Pi} [N/mm ²]/ LK	LK1	LK2
20	15397	21664
100	12438	13260
200	9412	9911
500	7592	5567
1000	7134	3394

Tabelle 4-6: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)*Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil*

σ_{Pi} [N/mm ²]/ LK	LK1	LK2
20	189380	64770
100	195760	86486
200	211830	125160
500	343970	269960
1000	595040	524910

Tabelle 4-7: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)

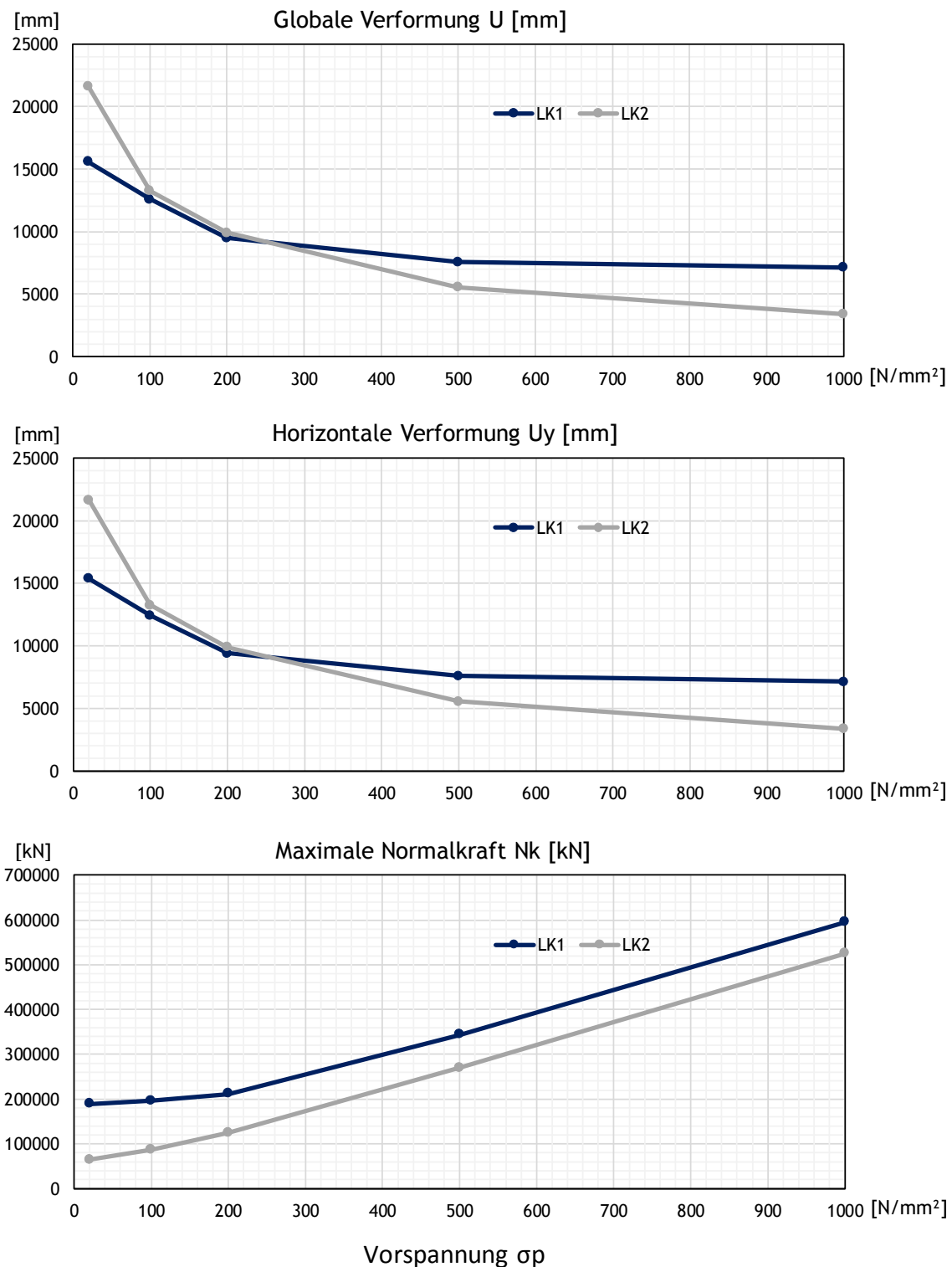


Abbildung 4-10: Ergebnisse bei Variation der Trageilvorspannung σ_P [N/mm²] (Parameterstudie)

4.2.4.4 Einfluss der Variation des Haupttragseildurchmessers D_i [mm]*Modellparameter*

- Stich der Tragseilkurve: $f=300\text{m}$
- Vorspannung Tragseil: $\sigma_P=200\text{N/mm}^2$ für $D=800\text{mm}$
 - $F_P=\sigma_P \cdot A_{TS}=200 \cdot 800^2 \cdot \pi / (4 \cdot 1000) \approx 100.531\text{kN}$ konstant für alle D_i
- Durchmesser D : D_i variiert
- Durchmesser d : $d=200\text{mm}$

Globale Verformung U [mm]

D_i [mm]/ LK	LK1	LK2
400	28620	15768
800	9489	9913
1200	5655	8006
1600	4088	6137
2000	3204	4747
4000	1809	1979

Tabelle 4-8: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)*Horizontale Verformung U_y [mm]*

D_i [mm]/ LK	LK1	LK2
400	28618	15768
800	9412	9911
1200	5489	8005
1600	3847	6136
2000	2895	4764
4000	1209	1671

Tabelle 4-9: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)*Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil*

D_i [mm]/ LK	LK1	LK2
400	189020	116150
800	211830	125160
1200	250860	153850
1600	307050	208780
2000	381780	286010
4000	1016700	932770

Tabelle 4-10: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)

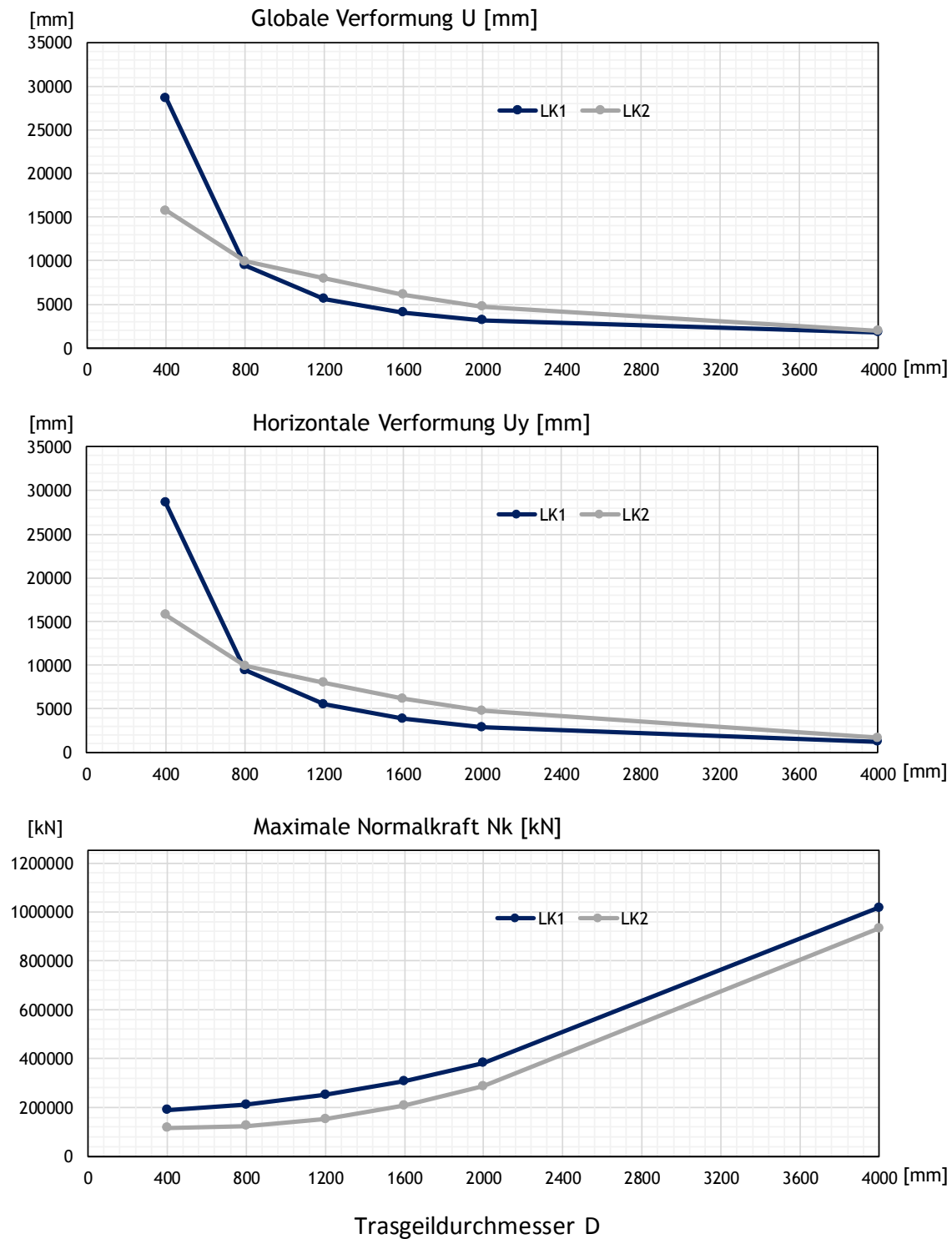


Abbildung 4-11: Ergebnisse bei Variation des Tragseildurchmessers D [mm] (Parameterstudie)

4.2.4.5 Einfluss der Variation des Querverbindungsseildurchmessers d_i [mm]*Modellparameter*

- Stich der Tragseilkurve: $f=300\text{m}$
- Vorspannung Tragseil: $\sigma_P=200\text{N/mm}^2$ für $D=800\text{mm}$
 - $F_P=\sigma_P * A_{TS}=200*800^2*\pi/ (4*1000) \approx 100.531\text{kN}$ konstant für alle D_i
- Durchmesser D: $D=800\text{m}$
- Durchmesser d: d_i variiert

Globale Verformung U [mm]

d_i [mm]/ LK	LK1	LK2
40	10754	15741
60	9994	10351
100	9633	10047
200	9489	9913
2000	9442	9868

Tabelle 4-11: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)

Horizontale Verformung U_y [mm]

d_i [mm]/ LK	LK1	LK2
40	10640	15741
60	9900	10349
100	9551	10046
200	9412	9911
2000	9367	9868

Tabelle 4-12: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)*Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil*

d_i [mm]/ LK	LK1	LK2
40	203450	109600
60	207530	117700
100	210370	122740
200	211830	125160
2000	212350	126010

Tabelle 4-13: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)

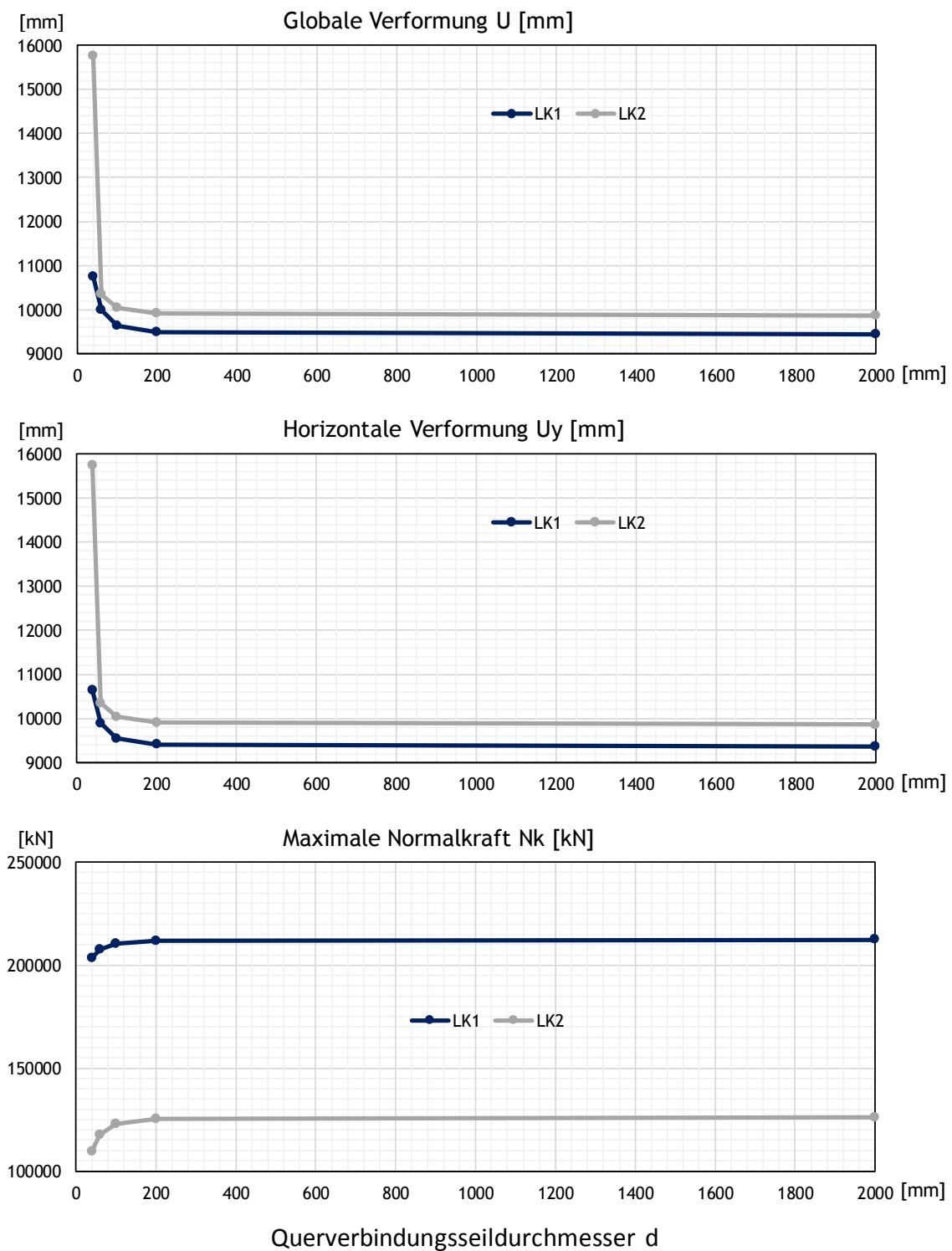


Abbildung 4-12: Ergebnisse bei Variation des Querverbindungsseildurchmesser d [mm] (Parameterstudie)

4.2.5 Wahl der Kennwerte des Artificial Seabed

Basierend auf den Tabellen und Diagrammen aus dem vorigen Kapitel (siehe 4.2.4) werden die Kenngrößen des Artificial Seabed festgelegt.

4.2.5.1 Tragseilstich f

Entscheidend ist hier der Verlauf der globalen Verformung U der LK1 (siehe Abbildung 4-9), bei dem ersichtlich ist, dass eine Vergrößerung des Stiches über 300m hinaus zu einer Vergrößerung der globalen Verformungen des Tragseiles führt. Im Vergleich dazu nimmt die horizontale Verformung stetig ab. Daraus kann abgeleitet werden, dass vor allem die vertikalen Verformungen zunehmen. Wie bereits in 3.1 erläutert, führt ein größerer Durchhang zu einer Verminderung der horizontalen Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion. Daher wird folgender Wert für den Tragseilstich festgelegt:

$$\Rightarrow f=300\text{m}$$

4.2.5.2 Tragseilvorspannung σ_P

Die globalen und horizontalen Verformungen U und U_y weisen im direkten Vergleich einen nahezu identen Verlauf, in Abhängigkeit des Vorspannniveaus auf. Je größer die Vorspannung, desto kleiner sind die Verformungen. Maßgebend ist hier der Verlauf der maximalen Normalkräfte im Tragseil und in Relation dazu die dabei auftretenden Verformungen. Vergleicht man den Effekt der Vorspannung bei LK1 zwischen den globalen Verformungen und der Normalkraft lässt sich Folgendes ablesen:

- $\sigma_{P1} = 20\text{N/mm}^2$ $U_1 \approx 16500\text{mm}$ $N_1 \approx 190.000\text{kN}$
- $\sigma_{P3} = 200\text{N/mm}^2$ $U_3 \approx 9500\text{mm}$ $N_3 \approx 212.00\text{kN}$
- $\sigma_{P5} = 1000\text{N/mm}^2$ $U_5 \approx 7100\text{mm}$ $N_5 \approx 595.000\text{kN}$

Relative Änderung der Verformung und der Normalkraft:

- $U_3/U_1 = 9500/16500 = 0,58$ $N_3/N_1 = 212000/190000 = 1,12$
- $U_5/U_1 = 7100/16500 = 0,43$ $N_5/N_1 = 595000/190000 = 3,13$
- $N_5/N_3 = 595000/212000 = 2,81$

Die globale Verformung sinkt bis σ_{P3} um 42%, bei einer Erhöhung der Normalkraft von 12%. Bis zu σ_{P5} sinkt die Verformung um weitere 15% auf das 0,43-fache des Ausgangswertes. Die Normalkraft steigt in diesem Abschnitt um weitere 181%. Da im Bereich zwischen σ_{P3} und σ_{P5} die Erhöhung der Normalkraft im Tragseil nicht annähernd

in Relation zur Abminderung der Verformung steht, wird für die weiteren Berechnungen des Modells folgende Vorspannung in den Tragseilen festgelegt

$$\sigma_P = 200 \text{ N/mm}^2$$

4.2.5.3 Tragseildurchmesser D_i

Die globalen und horizontalen Verformungen der Lastfallkombination 1 sinken bis $D=800\text{mm}$ auf ca. 33% des Ausgangswertes. Bis $D=4000\text{m}$ nehmen sie um weitere 27% auf das 0,06-fache der anfänglichen Verformung ab. Die Normalkraft im Tragseil verläuft bis $D=2000\text{mm}$ mit einer flachen Neigung und steigt ab diesem Punkt steiler bis $D=4000\text{m}$ an. Als maßgebend wird daher der Bereich zwischen den beiden größten Neigungsänderungen der globalen Verformungen zwischen $D=800\text{mm}$ und $D=1200\text{mm}$ betrachtet.

- $D_2=800\text{mm}$ $U_2 \approx 9500\text{mm}$ $N_2 \approx 212.000\text{kN}$
- $D_3=1200\text{mm}$ $U_3 \approx 5700\text{mm}$ $N_3 \approx 251.000\text{kN}$

Relative Änderung der Verformung und der Normalkraft:

- $U_3/U_2 = 5700/9500 = 0,6$ $N_3/N_1 \approx 1,18$ $1/1,18 \approx 0,85$

Daraus lässt sich ableiten, dass die Änderung des Tragseildurchmessers in diesem Abschnitt einen größeren Einfluss auf die Verformung, als auf die Normalkraft hat. Daher wird bei der Wahl des Durchmessers die Normalkraft vernachlässigt.

Als wesentliches Entscheidungskriterium für die Wahl des Tragseildurchmessers muss auch das Gewicht der Seile berücksichtigt werden. Ein größeres Gewicht bedeutet größere Auftriebskörper um die Tragseile in Position zu halten. Es werden 3 Durchmesser bzgl. ihres Gewichtes pro Laufmeter gegenübergestellt:

○ Dichte Stahl: $\rho_{\text{Stahl}} = 7860 \text{ kg/m}^3$

- $D_2=800\text{mm}$: $g_1 = A_1 \cdot \rho_{\text{Stahl}} = (0,8\text{m})^2 \cdot \pi / 4 \cdot 7860 \text{ kg/m}^2 = 3951 \text{ kg/m}$
- $D_3=1200\text{mm}$: $g_3 = A_3 \cdot \rho_{\text{Stahl}} = (1,2\text{m})^2 \cdot \pi / 4 \cdot 7860 \text{ kg/m}^2 = 8890 \text{ kg/m}$
- $D_{2-3}=1000\text{mm}$: $g_{2-3} = A_{2-3} \cdot \rho_{\text{Stahl}} = (1,0\text{m})^2 \cdot \pi / 4 \cdot 7860 \text{ kg/m}^2 = 6174 \text{ kg/m}$

Verhältnis der Gewichtslasten:

- $D_2/D_3 = 3951/8890 \approx 0,44$ $1/0,44 \approx 2,25$
- $D_2/D_{2-3} = 3951/6174 \approx 0,64$ $1/0,64 \approx 1,56$
- $D_{2-3}/D_3 = 6174/8890 = 0,69$ $1/0,69 \approx 1,44$

Eine Abminderung der Verformung zwischen $D_2=800\text{mm}$ und $D_3=1200\text{mm}$ um 40% geht mit einer Erhöhung des Tragseilgewichtes um das ca. 2,25fache einher. Es wird angenommen, dass bei $D=1000\text{mm}$ die globale Verformung um die Hälfte des Wertes der Änderung von -40% zwischen $D_2=800$ und $D_3=1200\text{mm}$, also um $40/2=20\%$ sinkt. Die Gewichtszunahme beträgt in diesem Bereich das ca. 1,56fache. Als Mittelweg zwischen den beiden Durchmessern D_2 und D_3 wird daher folgender Durchmesser festgelegt:

$$\Rightarrow D_{TS}=1000\text{mm}$$

Der Querschnitt des Längsseiles, das entlang der Brückenlängsachse verläuft, dient vorwiegend dazu die Pontons der Brücke in Längsrichtung in Position zu halten. Es hat für die Aussteifung des Artificial Seabed keinen nennenswerten Einfluss. Daher wird hier ein kleinerer Durchmesser gegenüber den Tragseilen gewählt und für die weiteren Berechnungen mit folgendem Wert festgelegt:

$$\Rightarrow D_{LS}=200\text{mm}$$

4.2.5.4 Verbindungseildurchmesser d_{VS}

Aus den Tabellen bzw. Diagrammen (siehe Abbildung 4-12) kann man erkennen, dass die Ergebnisse der Verformungen und Normalkräfte zwischen den Durchmessern $d_2=60\text{mm}$ und $d_5=2000\text{mm}$ sehr nah beieinander liegen. Man kann daraus ableiten, dass die Änderung des Durchmessers der Querverbindungsseile in diesem Bereich keinen allzu großen Einfluss auf die Wirkung des Artificial Seabed hat. Es wird daher, wie bereits beim Tragseildurchmesser, auch in Hinblick auf das Gewicht der Konstruktion, ein Mittelweg gewählt und folgender Durchmesser für die weiteren Berechnungen festgelegt:

$$\Rightarrow d_{VS}=100\text{mm}$$

Übersicht gewählte Parameter

Parameter Artificial Seabed	Wert
Tragseilstich f [m]	300
Tragseilvorspannung σ_p [N/mm ²]	200
Tragseildurchmesser D_{TS} [mm]	1000
Längsseildurchmesser D_{LS} [mm]	200
Verbindungseildurchmesser d_{VS} [mm]	100

Tabelle 4-14: Gewählte Parameter Artificial Seabed

4.3 Entwurf schwimmende Brücke

4.3.1 Geometrie und Abmessungen der Tragstruktur

Die Formfindung der Querschnitte und generellen Abmessungen eines Bauwerkes stellt einen iterativen Prozess zwischen Annahmen der Geometrie des zu berechnenden Tragwerkes und der darauf wirkenden Lasten dar. Entspricht ein Querschnitt nicht den an ihn gestellten Anforderungen z.B. bezüglich Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit wird dieser, und dadurch auch die darauf wirkenden Lasten adaptiert. Im Folgenden werden die aus einem solchen Iterationsprozess entstandenen Strukturen und Belastungen (**siehe Kapitel 4.3.2**) für den Entwurf der schwimmenden Brücke dargestellt. Die Querschnitte und Abmessungen des Artificial Seabed wurden bereits in Kapitel 4.2.5 festgelegt. Die in diesem Kapitel behandelten Strukturen der schwimmenden Brücke beinhalten folgende Tragwerksteile:

- Brückenträger
- Brückenpfeiler
- Ponton-Brücke
- Ponton-Tragseil
- Schrägkabelbrücke (für Modell 2)

Wie bereits mehrfach erwähnt liegt das Hauptaugenmerk dieser Arbeit im Vergleich der Wirkung der unterschiedlichen Ausführungsvarianten des Artificial Seabed (siehe Kapitel 3). Der Entwurf des Brückenträgers, Brückenpfeilers und der Schrägkabelbrücke soll zusätzlich eine mögliche Variante für eine Querung des Sognefjordes in Kombination mit einem Artificial Seabed zeigen, das den in Kapitel 1.1 erläuterten Randbedingungen genügt. Die Bemessung hinsichtlich ULS, SLS, FLS der Tragstruktur würde den Rahmen dieser Arbeit jedoch sprengen und wird daher vernachlässigt. Es handelt sich beim Entwurf der in Folge erläuterten Tragwerksteile um vereinfachende Annahmen, welche die im Rahmen dieser Studie angestrebten Erkenntnisse ermöglichen sollen.

4.3.1.1 Brückenträger

Der Brückenträger wird als Stahl-Hohlkastenträger geplant. Er bietet Platz für 2 KFZ-Richtungsfahrestreifen, sowie einem Rad- und Fußgängerweg auf beiden Seiten des Querschnittes.

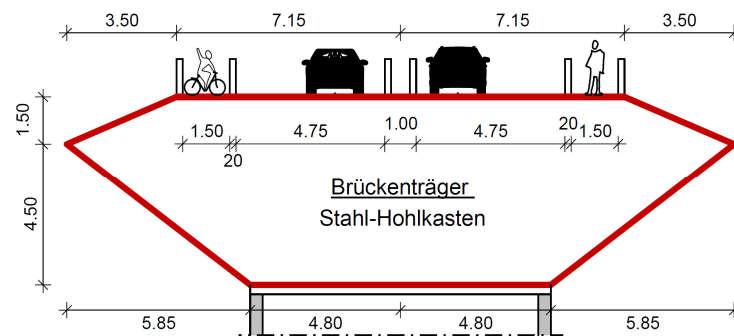


Abbildung 4-13: Querschnitt Brückenträger bei Ponton-Brücke

Die Breite der Fahrsteifen wird mit $b_{FS}=4,75$ festgelegt um bei Unfallsituationen Rettungseinsätzen genügend Platz für die Erreichbarkeit des Unfallortes zu ermöglichen. Der Brückenträger liegt gelenkig auf den Brückenpfeilern auf.

4.3.1.2 Brückenpfeiler

Der Brückenpfeiler wird als Stahlbeton-Hohlkasten mit einer Wandstärke von $t_{BP}=40$ cm. Der Pfeiler ist mit den Pontons der Brücke biegesteif verbunden und bildet ein gelenkiges Auflager für den Brückenträger.

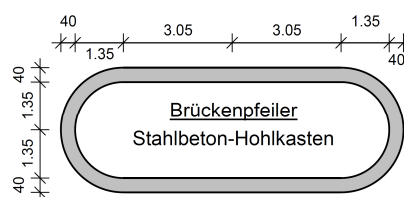


Abbildung 4-14: Querschnitt Brückenpfeiler

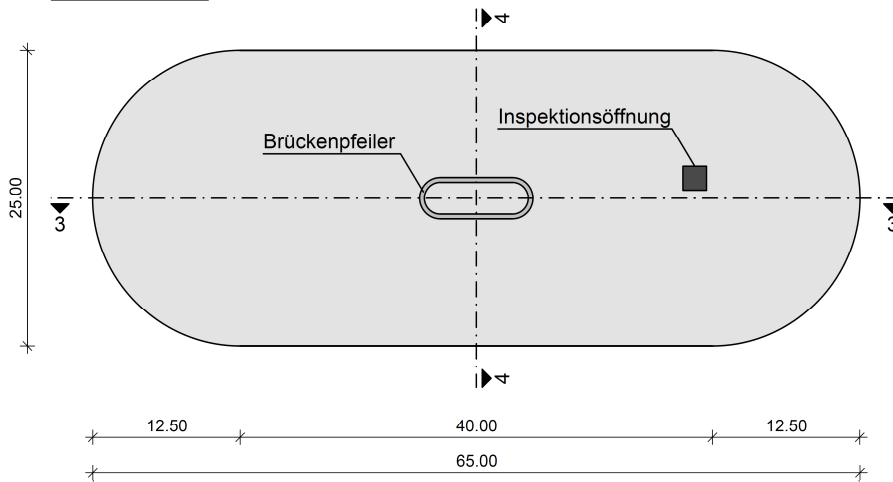
4.3.1.3 Ponton-Brücke

Die Pontons für die Brücke werden als Spannbetonkasten geplant. Eine Dichtigkeit des Betons für die Nutzbarkeit als permanente Brückenlagerung im Wasser erfordert eine hohe Rissbreitenbeschränkung, die am einfachsten mit vorgespannten Stahllitzen im Beton erreicht werden kann. Die Pontons sind dabei biegesteif mit dem Brückenpfeiler verbunden. Das Seilnetz, bestehend aus den zwei Tragseilen $D_{TS}=1000$ mm, den Querverbindungsseilen $d_{VS}=100$ mm und den Längsseilen $D_{LS}=200$ mm entlang der Brückenachse wird mittels Kopplungskonstruktionen aus Stahl geschlossen und über schräg angeordnete Stahlrohre an den Pontons befestigt. In Brückenlängsrichtung werden zwei Längsseile angeordnet um eine höhere Stabilisierung gegenüber Verdrehung der Pontons um die Brückenpfeilerachse zu erreichen. Zwischen den Kopplungsstellen werden anstatt $d_{VS}=100$ mm zwei ca. flächenäquivalente Seile mit $d_{VS}=75$ mm angeordnet. In den Berechnungsmodellen (Modell 1&2) wird zur Vereinfachung der Berechnung nur ein Längsseil modelliert, da die Verdrehung der Pontons nicht Teil der angestrebten Analyse

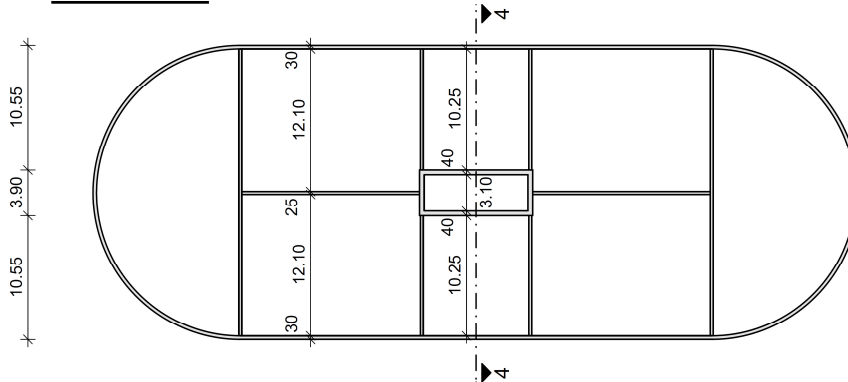
ist. Das Seilnetz wird in einer Tiefe von 21,0m unter der Wasseroberfläche abgehängt um die Anforderung an den für den Schiffsverkehr notwendigen freien Lichtraum von $t=20,0\text{m}$ unter Wasser zu erfüllen.

Die Form der Pontons wird länglich in Fjordrichtung angeordnet um günstigere Strömungsbeiwerte für die Belastungen aus Wind und Strömung zu erreichen. Die Pontons sind so dimensioniert (siehe Kapitel 5.5), dass sie unter Eigengewicht der Brücke konstant ca. 2m über dem Wasserspiegel verbleiben.

Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Schnitt 3-3

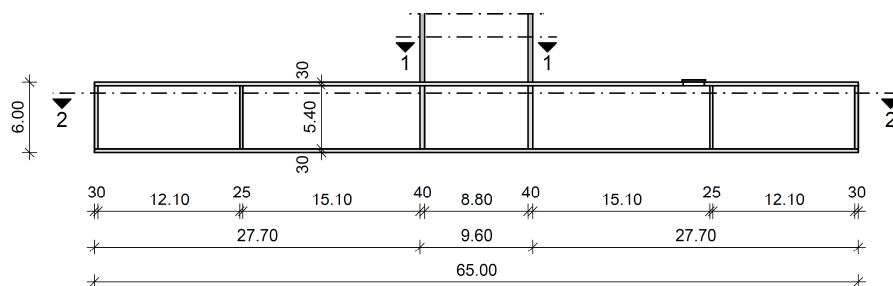
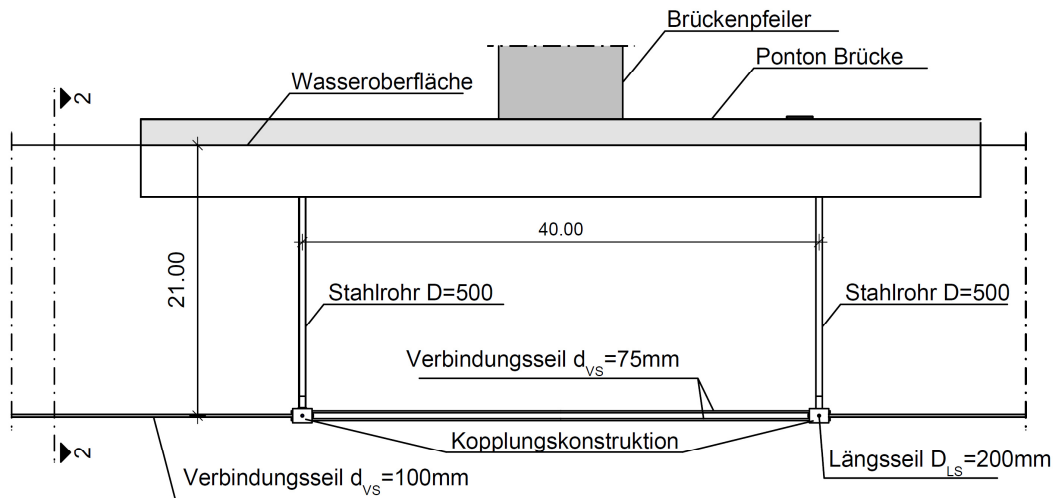


Abbildung 4-15: Ponton Brücke (ohne Seilnetz)

Die Stahlrohre, die das Ponton der Brücke mit dem Seilnetz verbinden, werden als gelenkige Zug-Druckstäbe geplant. Dadurch wird bei Bewegung der Struktur der Kraftfluß zwischen Brückenträger/Brückenpfeiler/Ponton-Brücke und dem Seilnetz über eine Zug- und Druckbeanspruchung der Stahlrohre hergestellt. Bei der Verbindung mit nur einem Stab, müsste dieser den Kraftschluß über Biegebeanspruchung herstellen, wodurch die Konstruktion der Anschlüsse schwieriger ist.

Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

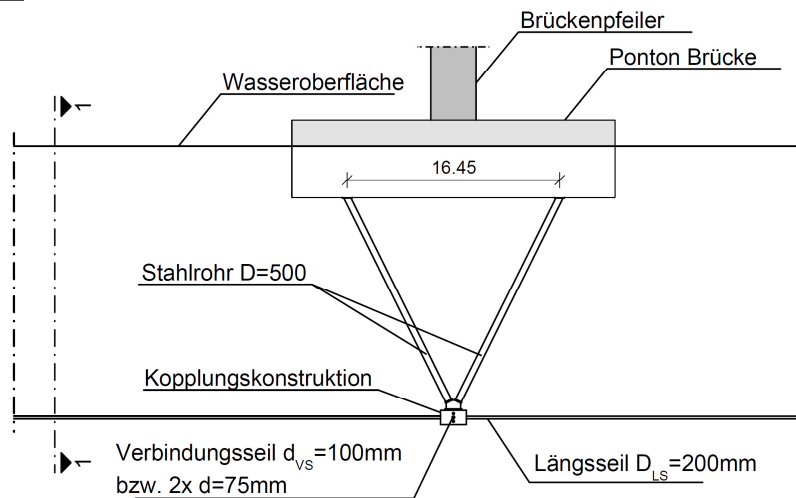


Abbildung 4-16: Ponton Brücke (inkl. Seilnetz)

4.3.1.4 Ponton-Tragseil

Die Pontons für das Tragseil werden wie die Pontons für die Brücke als Spannbetonkasten geplant. Die Tragseile werden hier über vertikale Abhängseile mit einem Durchmesser $d_{AS}=200\text{mm}$ von den Pontons abgehängt. Die vertikalen Verbindungsseile werden an die bereits erwähnten Kopplungsverbindungen des Artificial Seabed angeschlossen.

Die Form der Tragseilpontons entspricht im Grundriss einem Kreis und die Höhe der Pontons wurde, unter Berücksichtigung der angehängten Lasten aus Tragseil und Verbindungsseil so berechnet (siehe Kapitel 5.5), dass diese wie die Brückenpontons ca. 2,0m konstant über der Wasseroberfläche verbleiben.

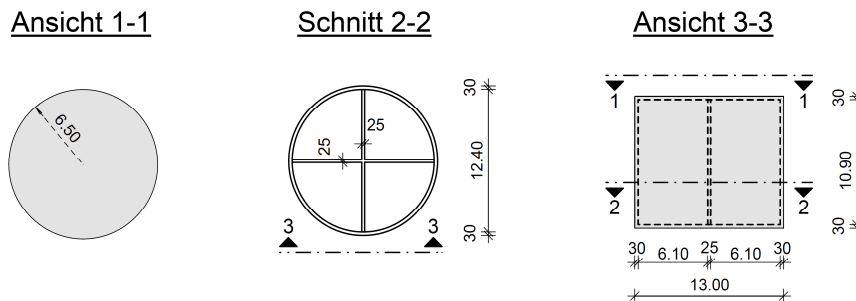


Abbildung 4-17: Ponton Tragseil (ohne Seilnetz)

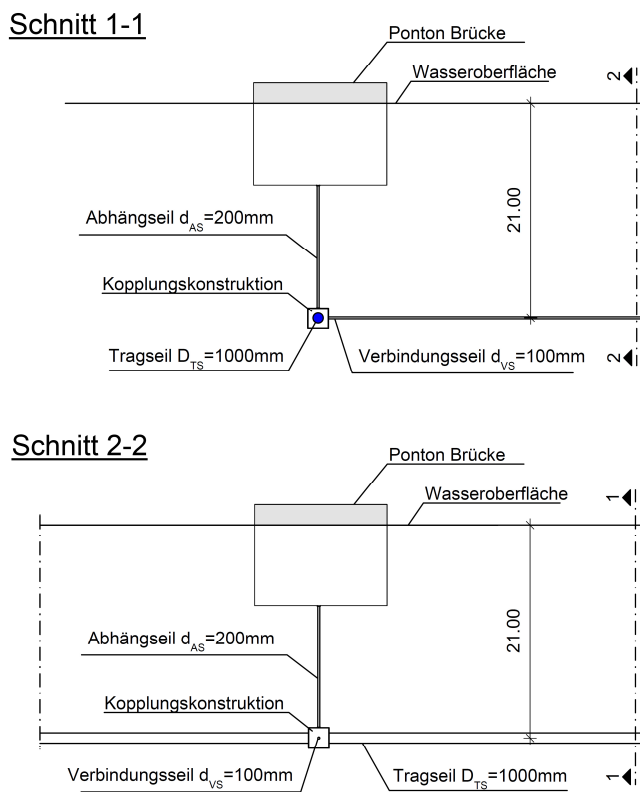


Abbildung 4-18: Pontons Tragseil (inkl. Seilnetz)

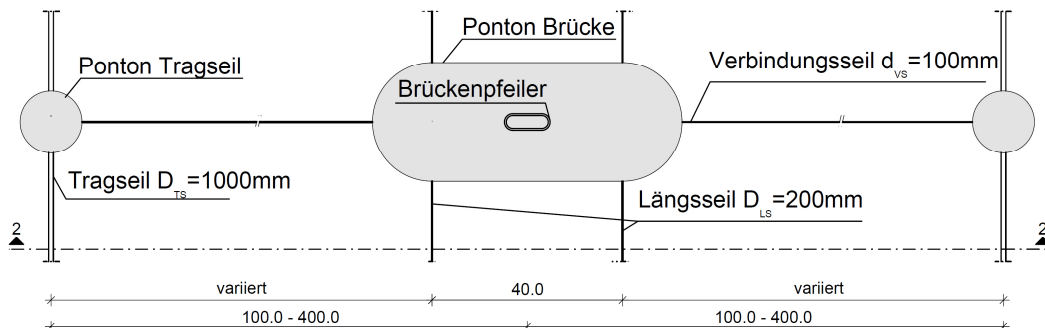
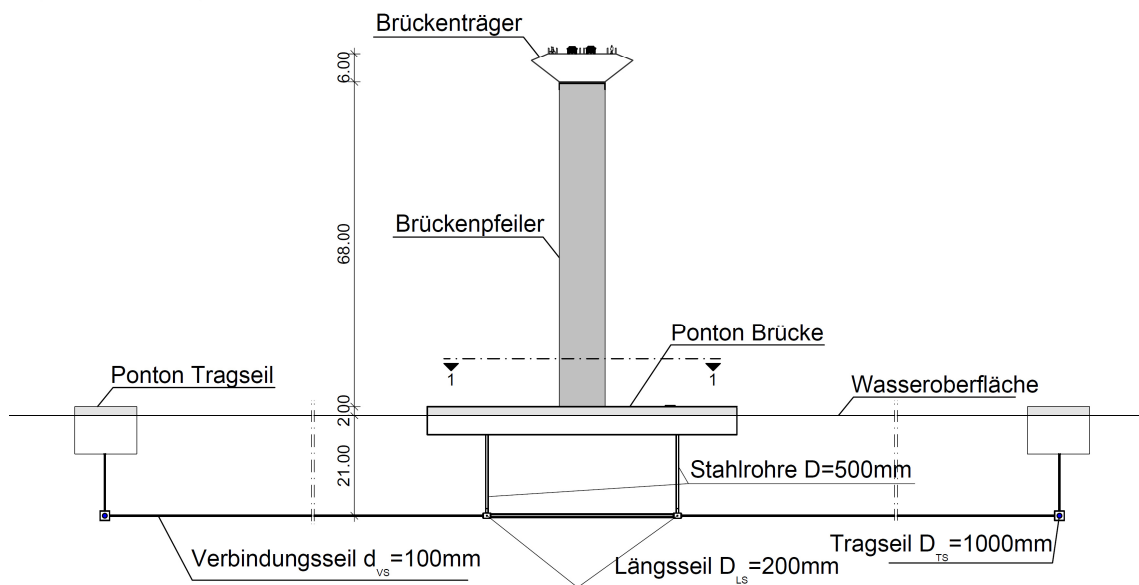
Schnitt 1-1**Schnitt 2-2**

Abbildung 4-19: Brücke in Fjordmitte (inkl. Seilnetz)

Sollbruchstelle für Schiffsanprall

Für den Lastfall Schiffsanprall müssen besondere Überlegungen für das Verhalten der Struktur angestellt werden. Wie bereits bei (Fjeld, 2012), werden auch bei diesem Entwurf Sollbruchstellen geplant, die bei Kollision der Brücke mit einem Schiff ein Versagen der Gesamtstruktur verhindern sollen um die Menschenleben auf Brücke und Schiff zu schützen. Eine der Sollbruchstellen wird hier bei den Anschlüssen der Pontons an den Kopplungsstellen des Artificial Seabed vorgesehen. Bei einer festgelegten Last kommt es zu einem Versagen der Verbindungsmittel (geschraubter oder geschweißter Stoß). Die zweite Sollbruchstelle wird im Anschluss des Brückenträgers zum Brückenpfeiler geplant. Die Lagerung des Brückenträgers an den Brückenpfeiler muss

daher so ausgeführt werden, dass es zu einem Versagen des Anschlusses in horizontaler Richtung quer zur Brückenlängsachse bei der festgelegten Last kommt. Dadurch erfolgt eine Entkopplung des Pontons mitsamt dem Brückenpfeiler aus der restlichen Struktur um keine weiteren Schäden an dieser zu verursachen.

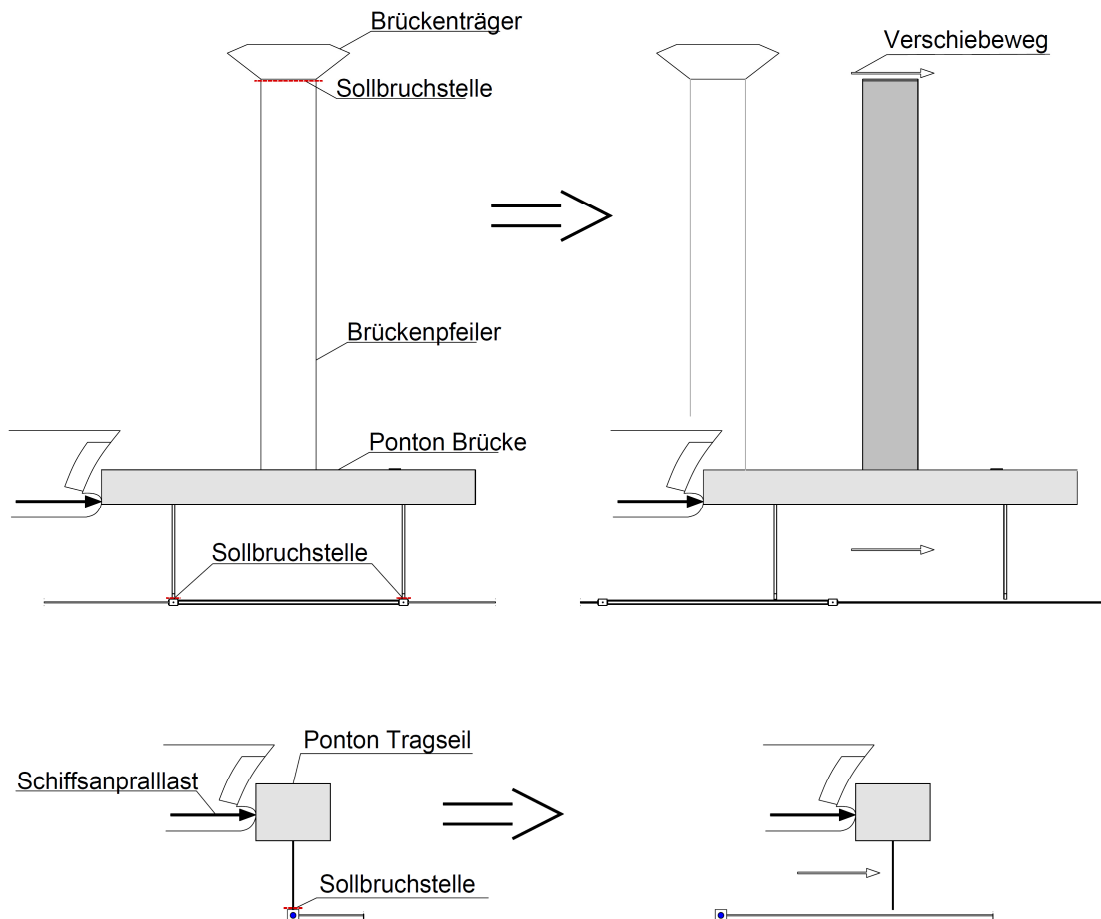


Abbildung 4-20: Verhalten der Brücke bei Schiffsanprall

Daher wird der Brückenträger für diesen außergewöhnlichen Lastfall auch auf eine Spannweite von $l_s=200\text{m}$ ausgelegt. Für die Pontons der Tragseile wird im Lastfall Schiffsanprall ebenfalls eine Sollbruchstelle an der Kopplungskonstruktion geplant.

4.3.1.5 Schrägkabelbrücke

Wie bereits zu Beginn dieses Kapitels erwähnt werden 2 Modelle für die Analyse der Wirksamkeit der 3 unterschiedlichen Ausführungen des Artificial Seabed berechnet:

- Modell 1 – Schwimmende Brücke ohne Freiraum für Schiffsverkehr
- Modell 2 – Schwimmende Brücke inkl. Schrägkabelbrücke für Schiffsverkehr

Für Modell 2 wird der für den Schiffsverkehr notwendige Lichtraum durch eine Schrägkabelbrücke, die an einem Uferfjord angeordnet wird, geschaffen.

Vergleicht man die beiden Geländeprofile der Ufer an der geplanten Überquerungsrouten, so ist ersichtlich, dass das Ufer in Lavik eine größere Neigung aufweist als Jenes in Ytre Oppedal.



Abbildung 4-21: Geländeprofil der Fjordufer

Da zwischen dem landseitigen Straßennetz und der Brücke eine Verbindung hergestellt werden muss, wird in Hinblick auf die Verkürzung dieses Verbindungsbauwerkes und auch hinsichtlich einer harmonischeren Einbettung in die umgebende Landschaft, die Schrägkabelbrücke am Ufer in Lavik angeordnet.

Die Struktur einer Schrägkabelbrücke ist ein sehr komplexes, mehrfach statisch unbestimmtes Tragsystem. Daher wird für diese Machbarkeitsstudie zur Vereinfachung der Formfindung die Geometrie in Anlehnung an den Ausführungsentwurf der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe festgelegt (siehe Abbildung 4-22) (Modemann & Thönnissen, 1979).

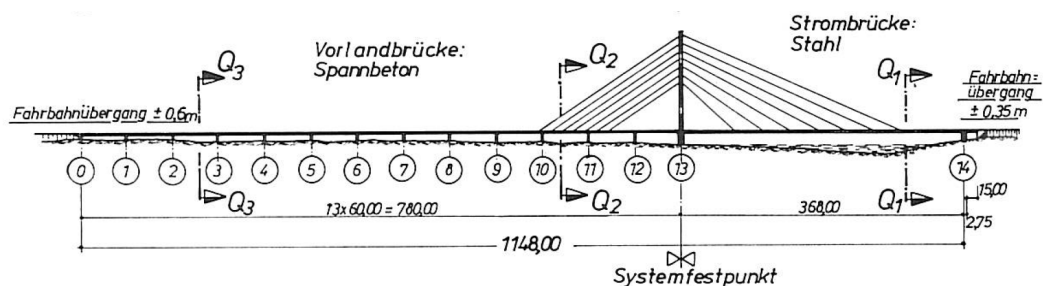


Abbildung 4-22: Längsansicht Rheinbrücke (Modemann & Thönnissen, 1979)

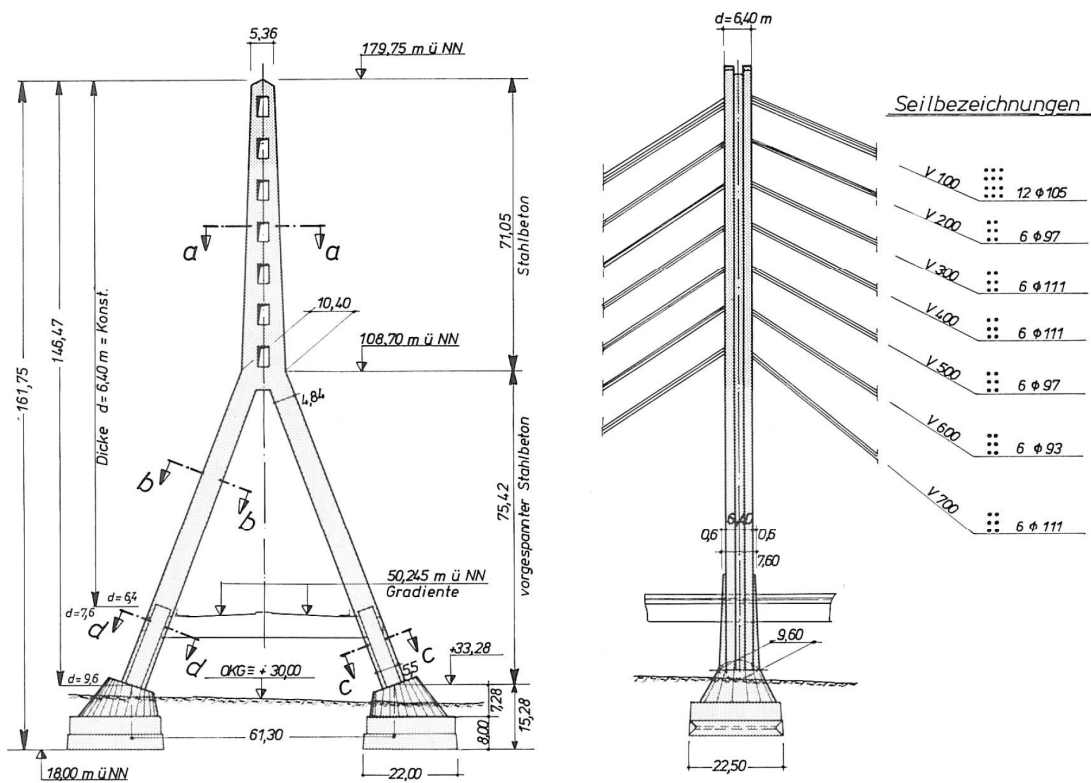


Abbildung 4-23: Betonpylon Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe (Modemann & Thönnissen, 1979)

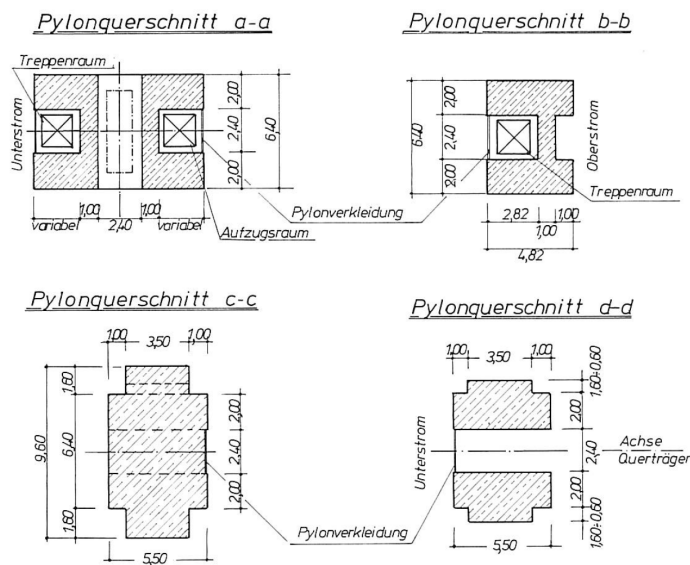


Abbildung 4-24: Pylonquerschnitt Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe (Modemann & Thönnissen, 1979)

Pylon

Der diamantförmige Pylon wird in dieser Vorstudie mit einer Höhe von 206m geplant. Im unteren Bereich ist er vorgespannt, im oberen Bereich kommt Stahlbeton zur Anwendung. Im Gegensatz zur Rheinbrücke werden die Betonquerschnitte nicht einzeln fundiert, sondern in einem Einzelfundament an der Unterkante des Pylons

zusammengeführt. Der Knotenpunkt Brückenträger/Pylon bildet einen Fixpunkt für die Verformung des Brückenträgers in Längsrichtung der Brücke. Der Träger ist daher an dieser Stelle unverschieblich am Pylon gelagert.

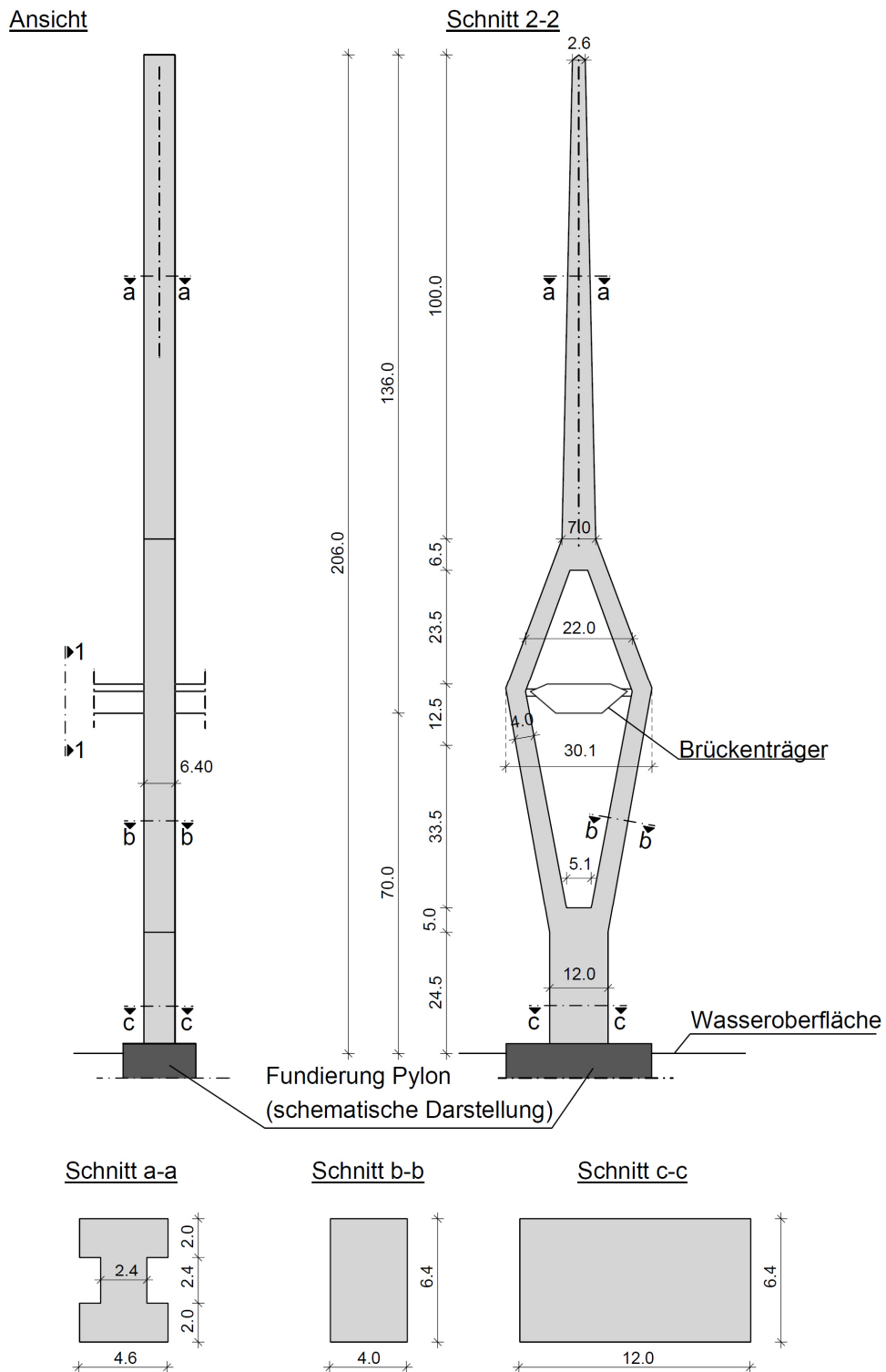


Abbildung 4-25: Geometrie Pylon Schrägkabelbrücke

Kabel

Beim Ausführungsentwurf der Rheinbrücke wurden insgesamt 48 Kabel mit einer Gesamtfläche von $A_{ges} \approx 4076 \text{ cm}^2$ geplant. Zur Vereinfachung werden bei diesem Entwurf 11 Kabel mit $d_{Kabel} = 220 \text{ mm}$, mit einer resultierenden Fläche von $A_{ges, Kabel} \approx 4181 \text{ cm}^2$ angeordnet. Die Aufteilung der Kabel ist in der folgenden Abbildung 4-26 dargestellt.

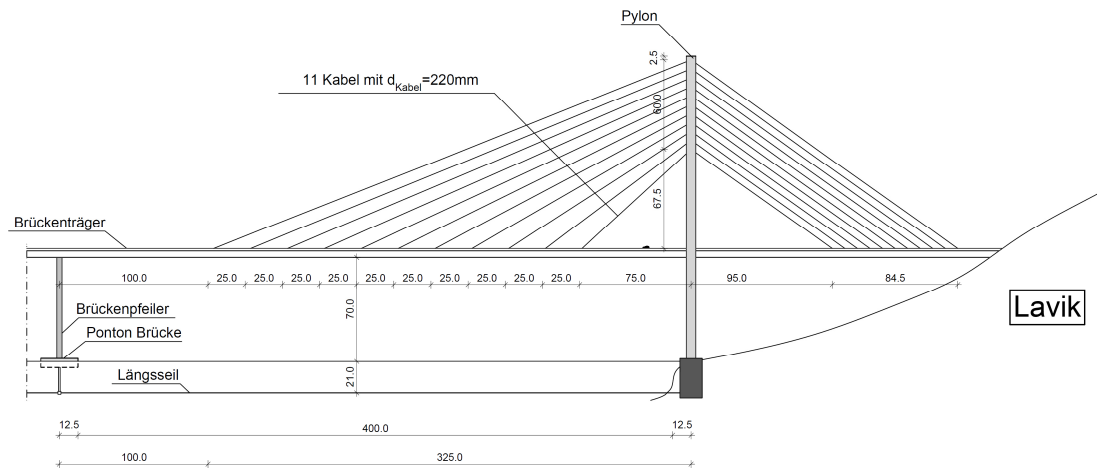


Abbildung 4-26: Längsschnitt Schrägkabelbrücke

Darstellung des Pontonbrückenentwurfes inkl. Schrägkabelbrücke

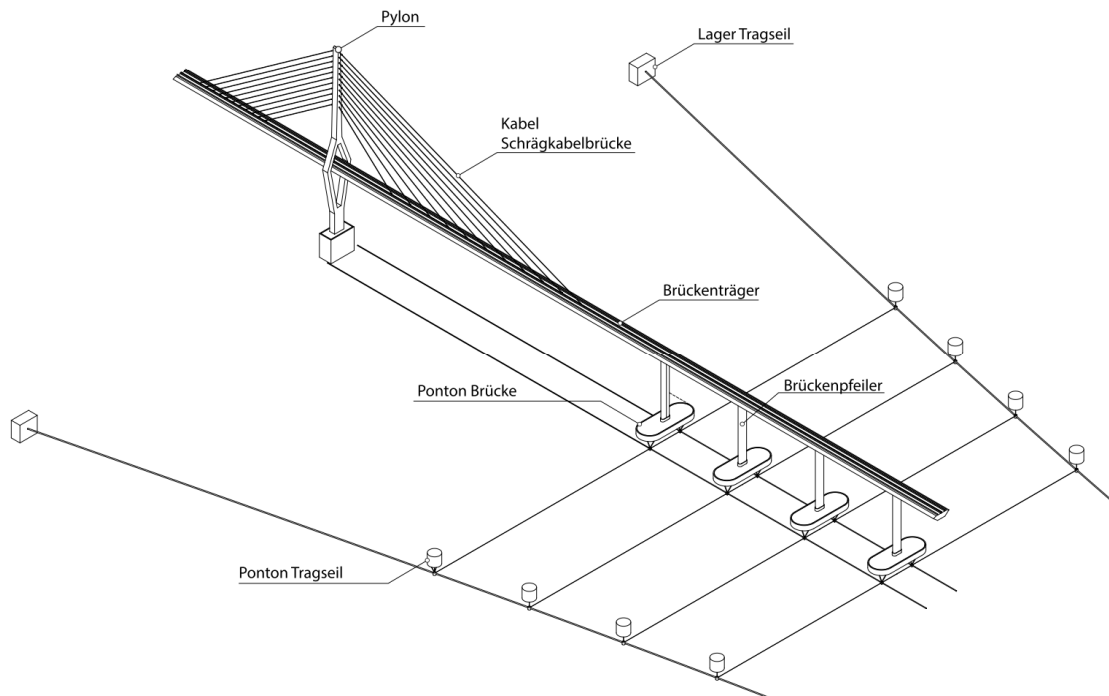


Abbildung 4-27: Perspektive, Tragstruktur der Pontonbrücke



Abbildung 4-28: Perspektive Pontonbrückenentwurf



Abbildung 4-29: Perspektive Pontonbrückenentwurf

4.3.2 Lastannahmen schwimmende Brücke

In diesem Kapitel werden die für das Berechnungsmodell getroffenen Lastannahmen aus den bereits in 4.1.2 erwähnten Lastfällen dargestellt und erläutert. Generell stellt die hier durchgeführte Berechnung der Lasten auf die Brücke eine grobe Vereinfachung dar. Hinsichtlich der Windlasten sind bei derartigen langen und schlanken Strukturen in der Regel, je nach Projektstufe, umfassende Strömungsanalysen für das Bauwerk durchzuführen um eine der Wirklichkeit nähere Aussage z.B.: bezüglich örtlicher Strömungseffekte treffen zu können. In der Folge können dadurch lokale Lastextreme und deren Auswirkung auf das Tragwerk modelliert werden. Für diese Machbarkeitsstudie, mit dem primären Ziel der Verhaltensanalyse des Artificial Seabed in 3 unterschiedlichen Ausführungsvarianten, gilt es daher grobe Richtwerte für die maßgebenden horizontalen und vertikalen Belastungen auf die Struktur zu ermitteln. Da die berechneten Lasten auf alle 3 Modelle mit den gleichen Werten berücksichtigt werden, würde bei dieser Projektstufe eine detaillierte Lastanalyse keinen Mehrwert für den Vergleich der Varianten mit sich bringen.

4.3.2.1 Ständige Lasten

Eigengewicht Brückenträger inkl. Ausbaulasten

Für die Machbarkeitsstudie wird eine Linienlast von $g_{ges,k}=100\text{kN/m}$ festgelegt, die folgende Lasten beinhaltet:

- Eigengewicht Brückenträger $g_{k,BT}\approx 88,5\text{kN/m}$
- sonstige Ausbaulasten (Fahrbahn, Beleuchtung, etc.) $g_{k,Ausbau}\approx 11,5\text{kN/m}$

Brückenpfeiler

- Querschnitt Brückenpfeiler: $A_{BP}=85428\text{cm}^2=8,543\text{m}^2$
- Wichte Beton-bewehrt: $\gamma_{\text{Beton-bewehrt}}=25\text{kN/m}^3$
- Gewichtslast Brückenpfeiler: $g_{BP}=8,543*25=213,6\text{kN/m}$

Ponton Brücke

Volumen – Betonwände:	$V_{PB}=1348,7\text{m}^3$
Wichte Spannbeton:	$\gamma_B=25\text{kN/m}^3$
Gewicht Ponton Brücke:	$G_{PB}=1348,7*25=33715\text{kN}$

Ponton-Tragseil

Volumen – Betonwände:

$$V_{PB}=146,5\text{m}^3$$

Wichte Spannbeton:

$$\gamma_B=25\text{kN/m}^3$$

Gewicht Ponton Brücke:

$$G_{PB}=146,5*25=3663\text{kN}$$

Vorspannung Tragseil

Vorspannung:

$$\sigma_p=200\text{MN/m}^2$$

Fläche Tragseil:

$$A_{TS}=0,7854\text{m}^2$$

Vorspannkraft Tragseil:

$$F_p=07854*200=157,08\text{MN}$$

Anspannung der Kabel der Schrägkabelbrücke

Damit der Brückenträger bei Belastung durch Eigengewicht in einer konstant waagrechten Lage verbleibt ist es notwendig die Kabel der Schrägkabelbrücke mit unterschiedlichen Kräften anzuspinnen. Aus einem Iterationsprozess ergeben sich für die Kabel mit $D_{\text{Kabel}}=220\text{mm}$ folgende Anspannkraften:

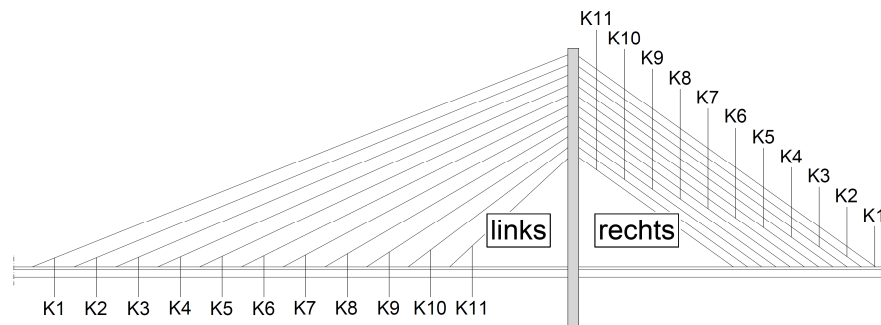


Abbildung 4-30: Nummerierung Kabel

Kabelnr.	$F_{A\text{-links}}$ [kN]	$F_{A\text{-rechts}}$ [kN]
1	18850	21495
2	9400	10670
3	6150	6950
4	5850	6560
5	6950	7730
6	6950	7640
7	6500	7040
8	6500	6900
9	6850	7050
10	6500	6380
11	8000	7225

Tabelle 4-15: Anspannkraften Kabel-Schrägkabelbrücke

4.3.2.2 Veränderliche Lasten

Verkehr

Für die Verkehrslasten auf die Brücke wird das Lastmodell 1 lt. Eurocode 1-2 angewendet. Es handelt sich bei diesem Modell um Belastungswerte, die einen fließenden und zähfließenden Verkehr oder eine Stausituation mit einer hohen Anzahl an LKW abdeckt. Für die Belastung auf diese Brücke wird zudem der Anpassungsfaktor mit $\alpha_q=1,0$ berücksichtigt. Im Fall der Verkehrsbelastung der Europastraße E39 liegt diese Annahme weit auf der sicheren Seite und müsste bei weiteren Studien mit dem Bauherrn abgeklärt werden. Die Ermittlung der anzusetzenden Lasten erfolgt lt. Tab.4.2 (ASI, 2012) Es werden dabei 2 Lastfälle betrachtet:

- Lastfall symmetrisch – Verkehr-voll
- Lastfall antimetrisch – Verkehr-halbseitig

Verkehr-voll:

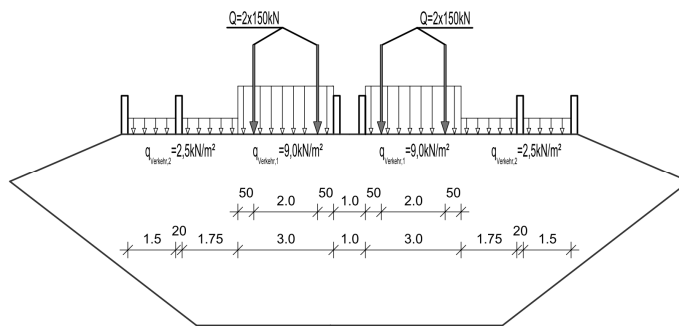


Abbildung 4-31: Lastfall Verkehr-voll, Lastmodell 1 lt. EC 1-2

$$q_{\text{Verkehr,voll,ges}} = 2,5 \cdot 2 \cdot (1,5 + 1,75) + 9,0 \cdot 2 \cdot 3,0 \approx 70 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{Verkehr,voll,ges}} = 8 \cdot 150 = 1200 \text{ kN}$$

Verkehr-halbseitig:

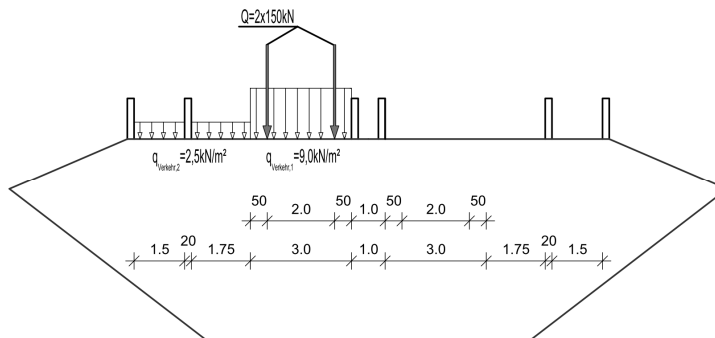


Abbildung 4-32: Lastfall Verkehr-halbseitig, Lastmodell 1 lt. EC 1-2

$$q_{\text{Verkehr,halb,ges}} = 2,5 \cdot (1,5 + 1,75) + 9,0 \cdot 3,0 \approx 35 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{Verkehr,voll,ges}} = 4 \cdot 150 = 600 \text{ kN}$$

Für das maximale Feldmoment, die vertikale Durchbiegung und Auflagerkraft des Brückenträgers ist die symmetrische Verkehrslast maßgebend. Aufgrund des großen Torsionswiderstandes des Hohlkastenquerschnittes und der geringeren vertikalen Lasten wird für die weiteren Berechnungen der antisymmetrische Lastfall nicht weiter berücksichtigt.

Lastbilder Verkehr

Laststellung Feld:

Für die maximale Durchbiegung und das maximale Biegemoment in Feldmitte des Brückenträgers wird die Belastung aus Verkehr-voll feldweise zwischen den Brückenpfeilern und mit der Einzellast über dem Pfeiler angesetzt.

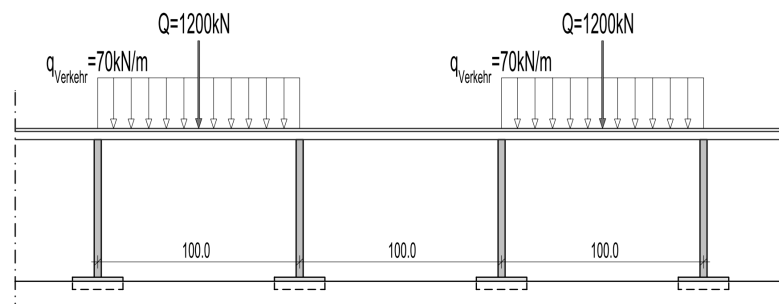


Abbildung 4-33: Laststellung Verkehr-voll, max. Durchbiegung/max. Feldmoment

Laststellung Pfeiler:

Für die maximale Auflagerlast auf den Brückenpfeiler und den Ponton der Brücke wird die Verkehrslast über zwei Felder spannend mit der Einzellast über dem Pfeiler positioniert.

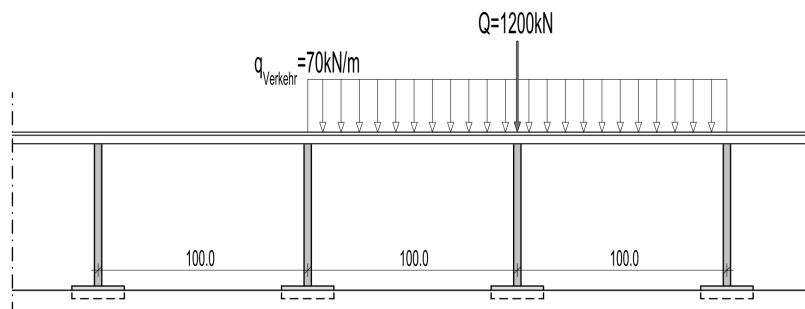


Abbildung 4-34: Laststellung Verkehr-voll, max. Auflagerkraft

Die Lasten werden im Modell im Schwerpunkt des Brückenträgers angesetzt.

Wind

Die Ermittlung der Windbelastung auf die Brückenstruktur erfolgt analog zu 4.2.2.3 lt. Eurocode 1-4. Die Anströmrichtung erfolgt quer zur Brückenlängsachse.

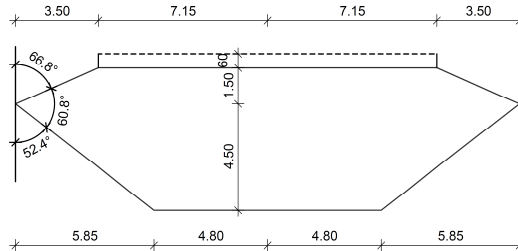


Abbildung 4-35: Geometrie Brückenträger

Kennwerte Allgemein:

- Luftdichte: $\rho_a = 1,226 \text{ kg/m}^3$ lt. (Fjeld, 2012)
- Grundwert Basiswindgeschwindigkeit: siehe 4.2.2.3
- Richtungsfaktor: siehe 4.2.2.3
- Jahreszeitenbeiwert: siehe 4.2.2.3
- Basiswindgeschwindigkeit: siehe 4.2.2.3
- Gesamthöhe Brücke: $h_{\text{ges}} = h_{\text{P,üW}} + l_{\text{BP}} + d_{\text{tot}} = 2 + 68 + 6,6 = 76,6 \text{ m}$
- Geländefaktor auf Trägerhöhe: $c_{e(76,6)} \approx 4,3$ lt. EC 1-4, Bild 4.2
- Geländefaktor auf Pontonhöhe: $c_{e(0-2)} \approx 1,0$
- Geländefaktor auf Pylonhöhe: $c_{e(206)} \approx 4,4$

Kennwerte Brückenträger (BT):

- Spannweite Brückenträger: $l_s = 100 \text{ m}$
- Breite Brückenträger: $b = 21,3 \text{ m}$
- Höhe Brückenträger: $d = 6,0 \text{ m}$
- Berechnungshöhe Brückenträger: $d_{\text{tot}} = 6,0 + 0,6 = 6,6 \text{ m}$ lt. EC 1-4, Tab.8.1
 - für offenes Gelände an beiden Seiten
- Referenzfläche Brückenträger/m: $A_{\text{BT,längs}} = l_s * d_{\text{tot}} = 6,6 \text{ m}^2/\text{m}$
- Aerodynamischer Beiwert: $c_{\text{fx},0} = 1,3$ lt. EC 1-4, 8.3.1(1)-Anm.2
- Kraftbeiwert für Brückenträger: $c_{\text{fx}} = c_{\text{fx},0} = 1,3$ lt. EC 1-4, 8.3.1
- Strömungsbeiwert Brückenträger: $C_{\text{BT}} = c_{\text{fx},0} * c_{e(z)} = 1,3 * 4,3 = 5,59$

Kennwerte Brückenpfeiler (BP):

Die Ermittlung erfolgt analog zu 4.2.2.3. Für den Strömungsbeiwert des Pfeilers wird die Recommended Practice DNV-RP-C205 (DNV, 2007) verwendet.

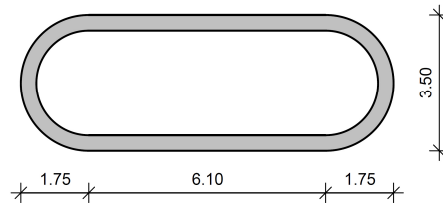


Abbildung 4-36: Geometrie Brückenpfeiler

- Länge Brückenpfeiler vertikal: $l_{BP}=68,0\text{m}$
- Stützlänge zwischen Pontons: $l_{s,BP}=100\text{m}$
- Brückenpfeilerhöhe: $h_{BP}=3,5$
- Brückenpfeilerbreite: $b_{BP}=9,6\text{m}$
- Verhältnis b_{BP}/h_{BP} : $b_{BP}/h_{BP}=9,6/3,5\approx 2,7$
- Kraftbeiwert für Brückenpfeiler: $C_{D,BP}=0,7$ lt. DNV-RP-C205, Table E-1-7
- Strömungsbeiwert Brückenpfeiler-oben: $C_{BP}^o=c_{e,(76,6)}^o * C_{D,BP}=4,3 * 0,7 \approx 3,0$
- Strömungsbeiwert Brückenpfeiler-unten: $C_{BP}^u=c_{e,(0-2)} * C_{D,BP}=1,0 * 0,7 = 0,7$

Kennwerte Ponton-Brücke (PB):

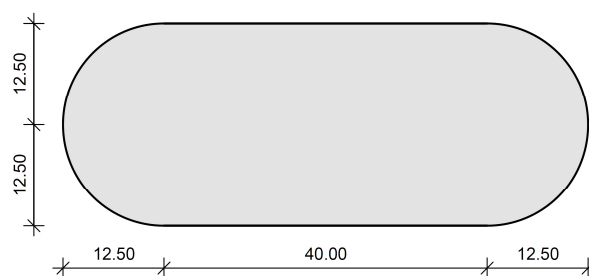


Abbildung 4-37: Geometrie Ponton Brücke

- Pontonbreite: $b_{PB}=25,0\text{m}$
- Pontonlänge: $l_{PB}=65,0\text{m}$
- Verhältnis l_{PB}/b_{PB} : $l_{PB}/b_{PB}=65/25=2,6$
- Kraftbeiwert Ponton Brücke: $C_{D,PB}\approx 0,7$ lt. DNV-RP-C205, Table E-1-7

- Pontonfläche über Wasser: $A_{PB,\ddot{u}W}=2*25=50m^2$
 - Annahme: $h_{PB,\ddot{u}W}=2,0m$ im LF Eigengewicht
- Strömungsbeiwert Ponton-Brücke: $C_{PB}=C_{e,(0-2)}*C_{D,PB}=1,0*0,7=0,7$

Kennwerte Ponton-Tragseil (TS):

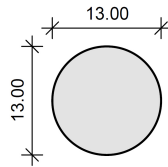


Abbildung 4-38: Geometrie Ponton Tragseil

- Pontonbreite: $b_{PB}=25,0m$
- Pontonlänge: $l_{PB}=65,0m$
- Verhältnis l_{PB}/b_{PB} : $l_{PB}/b_{PB}=65/25=2,6$
- Kraftbeiwert Ponton Brücke: $C_{D,PTS}=1,0$ lt. DNV-RP-C205, Table E-1-7
- Pontonfläche über Wasser: $A_{PB,\ddot{u}W}=2*13=26m^2$
- Strömungsbeiwert Ponton-Brücke: $C_{PTS}=C_{e,(0-2)}*C_{D,PB}=1,0*1,0=1,0$

Kennwerte Pylon Schrägkabelbrücke (Pylon):

- Pylonlänge: $h_{Pylon}=206m$
- Pylonquerschnitt -Breite: $b_{Pylon}=6,4m$
- Pylonquerschnitt – Höhe: h_{Pylon} variiert
 - wird mit $h_{Pylon,mittel}=4,8m$ angenommen
- Verhältnis b_{Pylon}/h_{Pylon} : $b_{Pylon}/h_{Pylon}=6,4/4,8=1,33$
- Kraftbeiwert Pylon: $C_{D,Pylon}=2,0$ lt. DNV-RP-C205, Table E-1-7
- Strömungsbeiwert Pylon-oben: $C_{Pylon}^o = c_{e,(206)}*C_{D,Pylon} = 4,4*2,0=8,8$
- Strömungsbeiwert Pylon-unten: $C_{Pylon}^u = c_{e,(0-2)}*C_{D,Pylon} = 1,0*2,0=2,0$

Windlast auf Brückenträger $f_{w,BT}$ [kN/m]:

$$\begin{aligned} f_{w,BT} &= \frac{1}{2} * C_{BT} * \rho_a * A_{BT,längs} * v^2 & 4.6 \\ &= \frac{1}{2} * 5,59 * 1,226 * 6,6 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 17,7kN/m \end{aligned}$$

Windlast auf Brückenpfeiler-oben f_{w,BP^o} [kN/m]:

$$\begin{aligned} f_{BP^o} &= \frac{1}{2} * C_{BP^o} * \rho_a * h_{BP} * v^2 & 4.7 \\ &= \frac{1}{2} * 3,0 * 1,226 * 3,5 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 5,0kN/m \end{aligned}$$

Windlast auf Brückenpfeiler-unten f_{w,BP^u} [kN/m]:

$$\begin{aligned} f_{BP^u} &= \frac{1}{2} * C_{BP^u} * \rho_a * h_{BP} * v^2 & 4.8 \\ &= \frac{1}{2} * 0,7 * 1,226 * 3,5 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 1,2kN/m \end{aligned}$$

Windkraft auf Ponton Brücke $F_{w,PB}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{w,P} &= \frac{1}{2} * C_{PB} * \rho_a * A_{PB} * v^2 & 4.9 \\ &= \frac{1}{2} * 0,7 * 1,226 * 50 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 16,8kN \end{aligned}$$

Windkraft auf Ponton Tragseil (über Wasser) $F_{w,PTS}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{w,PTS} &= \frac{1}{2} * C_{PTS} * \rho_a * A_{PTS} * v^2 & 4.10 \\ &= \frac{1}{2} * 1,0 * 1,226 * 26 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 12,5kN \end{aligned}$$

Windlast auf Pylon-oben $f_{w,Pylon}^o$ [kN/m]:

$$\begin{aligned}
 f_{Pylon}^o &= \frac{1}{2} * C_{Pylon}^o * \rho_a * b_{Pylon} * v^2 & 4.11 \\
 &= \frac{1}{2} * 8,8 * 1,226 * 6,4 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\
 &\approx 27,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Windlast auf Pylon-unten $f_{w,BP}^u$ [kN/m]:

$$\begin{aligned}
 f_{Pylon}^u &= \frac{1}{2} * C_{Pylon}^u * \rho_a * b_{Pylon} * v^2 & 4.12 \\
 &= \frac{1}{2} * 2,0 * 1,226 * 6,4 * 28^2 * \frac{1}{1000} \\
 &\approx 6,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Lastbilder Wind

Die Last auf den Brückenträger wird auf die gesamte Brückenlänge von 3700m angesetzt. Die Belastung auf die Brückenpfeiler und Pontons erfolgt ebenfalls auf der gesamten Länge konstant.

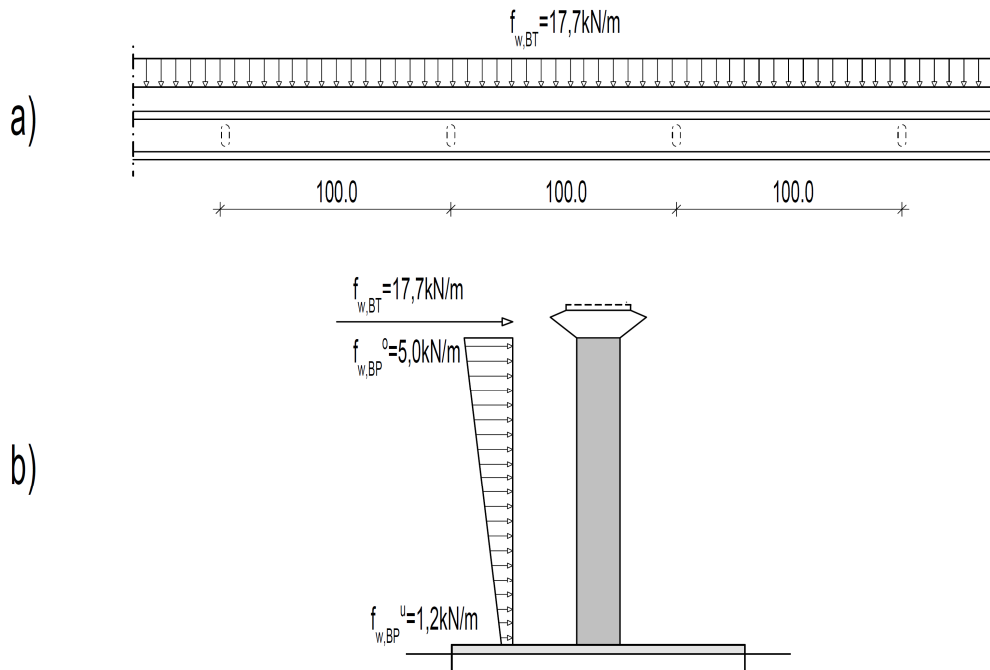


Abbildung 4-39: Windlasten auf Brückenträger, a) Draufsicht BT, b) Ansicht-Quer BT-BP-PB

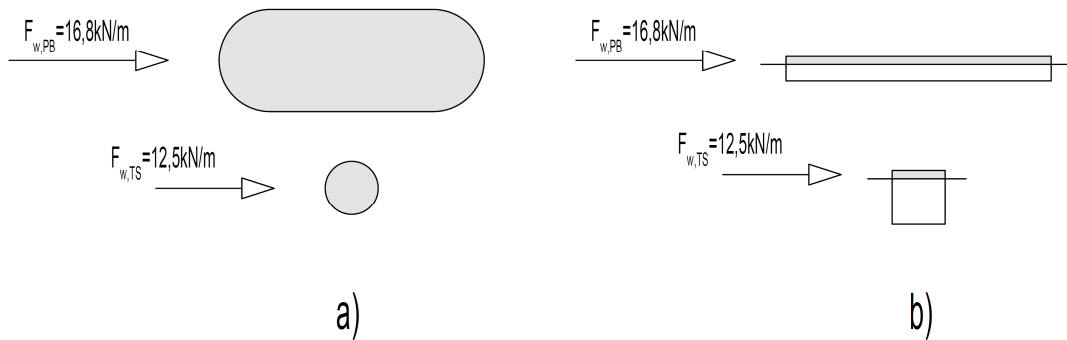


Abbildung 4-40: Windlast auf Pontons, a) Draufsicht, b) Ansicht-Quer

Da die Windlasten nur auf die Pontonfläche über Wasser wirken, würden exzentrische Kräfte auf die Pontons entstehen. Es handelt sich dabei aber um Belastungen auf die jeweiligen Pontons, die auf die Gesamttragwirkung des Artificial Seabed einen vernachlässigbaren Einfluss haben. Die Kräfte werden daher im Schwerpunkt der Pontons wirkend berücksichtigt. Gleiches gilt für die Strömungslasten auf die Pontons, die auf die vorhandene Pontonfläche unter Wasser wirken.

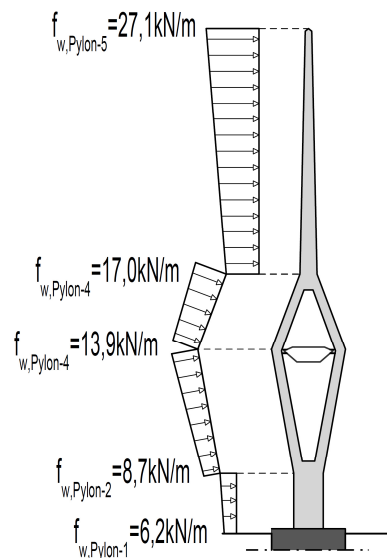


Abbildung 4-41: Windlast auf Pylon, Ansicht-Quer

Die Windlasten für die Teilbereiche des Pylones wurden durch lineare Interpolation der berechneten oberen und unteren Lastwerte ermittelt.

Strömung

Die Ermittlung der Strömungslasten erfolgt analog zu Kapitel 4.2.2.2. Aufgrund einer detaillierteren Entwurfsstufe gegenüber dem Meilenstein 2 werden einige Kennwerte spezifiziert.

Kennwerte Allgemein:

- Dichte Wasser: $\rho_w=1000\text{kg/m}^3$
- Viskosität Wasser bei 7°C: $\eta=1,4\text{Ns/m}^2$
- Tiefenlage Pontons: $t_{\text{Pontons}}=0-10\text{m}$
- Tiefenlage Seile: $t_{\text{Seile}}=20-25\text{m}$
- Fließgeschwindigkeit: lineare Interpolation aus Tab.4-6 (Fjeld, 2012)
 - $V_{(t=0-10\text{m})}= 1,27\text{m/s}$
 - $V_{(t=25\text{m})}= 0,73\text{m/s}$

Kennwerte Tragseil (TS) und Längsseil (LS):

- Durchmesser Tragseil: $D_{\text{TS}}=1000\text{mm}$
- Durchmesser Längsseil: $D_{\text{LS}}=200\text{mm}$
- Fließwiderstand Tragseil: $C_{\text{TS}}=1,2$ lt. Tab. E-1-1 (DNV, 2007)
 - gewählt: Kabel mit Ummantelung

Kennwerte Ponton Brücke (PB):

- Pontonbreite: $b_P=25\text{m}$
- Pontonhöhe unter Wasser: $h_{\text{PB,uW}}=4\text{m}$
- Pontonhöhe über Wasser: $h_{\text{PB,uW}}=2\text{m}$
- Fließwiderstand Ponton: $C_{\text{PB}}=0,7$ lt. Tab.E-1-7 (DNV, 2007)
- Angeströmte Pontonfläche: $A_P=b_{\text{PB}}*h_{\text{P,uW}}=25*4=100\text{m}^2$

Kennwerte Ponton Tragseil (PTS):

- Pontonbreite: $b_P=13\text{m}$
- Pontonhöhe unter Wasser: $h_{\text{PB,uW}}=9,5\text{m}$
- Pontonhöhe über Wasser: $h_{\text{PB,uW}}=2\text{m}$
- Fließwiderstand Ponton: $C_{\text{PTS}}=1,0$ lt. Tab.E-1-7 (DNV, 2007)
- Angeströmte Pontonfläche: $A_{\text{PTS}}=b_{\text{PB}}*h_{\text{P,uW}}=13*9,4=123,5\text{m}^2$

Strömungslast auf Tragseil $f_{s,TS}$ [kN/m]:

$$\begin{aligned} f_{s,TS} &= \frac{1}{2} * C_{TS} * \rho * D_{TS} * v^2 & 4.13 \\ &= \frac{1}{2} * 1,2 * 1,0 * 1000 * 0,73^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 0,32kN/m \end{aligned}$$

Strömungslast auf Längsseil $f_{s,LS}$ [kN/m]:

$$\begin{aligned} f_{s,LS} &= \frac{1}{2} * C_{TS} * \rho * D_{TS} * v^2 & 4.14 \\ &= \frac{1}{2} * 1,2 * 0,2 * 1000 * 0,73^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 0,1kN/m \end{aligned}$$

Strömungslast auf Ponton Brücke (unter Wasser) $F_{s,PB}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{s,PB} &= \frac{1}{2} * C_{PB} * \rho * A_P * v^2 & 4.15 \\ &= \frac{1}{2} * 0,7 * 1000 * 100 * 1,27^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 56,5kN \end{aligned}$$

Strömungslast auf Pontons (unter Wasser) $F_{s,PTS}$ [kN]:

$$\begin{aligned} F_{s,PTS} &= \frac{1}{2} * C_{PTS} * \rho * A_P * v^2 & 4.16 \\ &= \frac{1}{2} * 1,0 * 1000 * 123,5 * 1,27^2 * \frac{1}{1000} \\ &\approx 99,6kN \end{aligned}$$

Bei der Strömungslast werden 2 Lastfälle berechnet (siehe Abbildung 4-43):

- Lastfall Strömung – symmetrisch
- Lastfall Strömung-antimetrisch

Lastbilder Strömung

Die 3 Aussteifungsvarianten werden, wie bereits mehrfach erwähnt, anhand von zwei Modellen verglichen. Der Lastfall Strömung wird am Beispiel von Modell 2 dargestellt. In den erstellten Berechnungsmodellen wurde zur Vereinfachung der Analyse nur ein Längsseil modelliert.

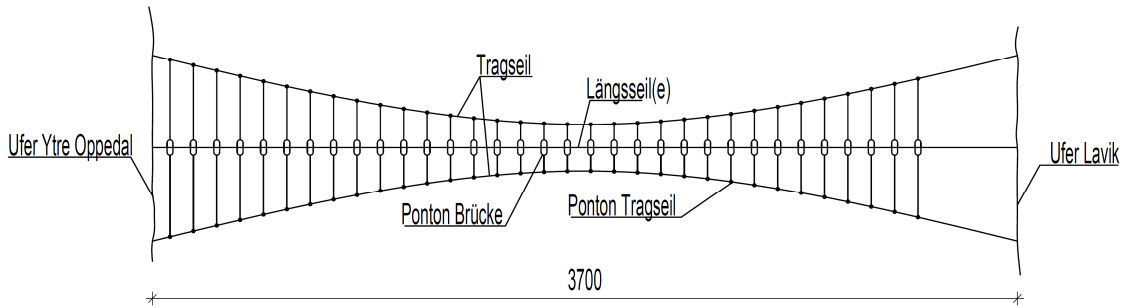


Abbildung 4-42: Seilnetz (inkl. Pontons) - Modell 2

Strömungslast auf die Tragseile:

Für die Belastung aus Strömung werden 2 Lastfälle unterschieden:

- LF Strömung-symmetrisch
- LF Strömung-antimetrisch

Die beiden Lastfälle werden anhand der Strömungslasten auf die Trag- und Längsseile des Modell 2 dargestellt.

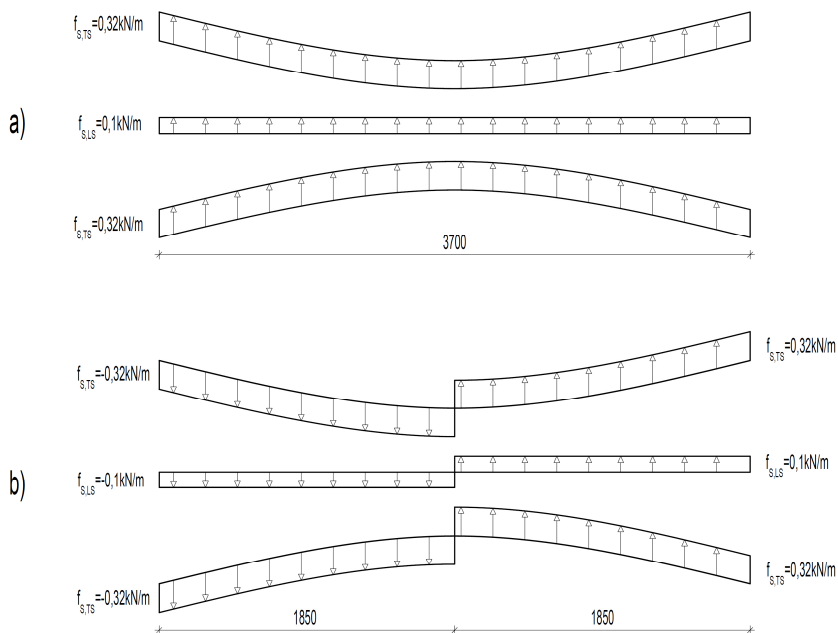


Abbildung 4-43: Strömungslast auf Seile, a) LF-symmetrisch, b) LF-antimetrisch

Die Richtung der unterschiedlichen Lastangriffe gilt auch für die Pontons.

Strömungslast auf Pontons:

Wie bereits bei der Belastung durch Wind wird auch hier die Strömung als Einzellast im Schwerpunkt der Pontons angesetzt und vorhandene Exzentrizitäten vernachlässigt. Es werden alle Pontons über die Fjordlänge mit der gleichen Last beansprucht.

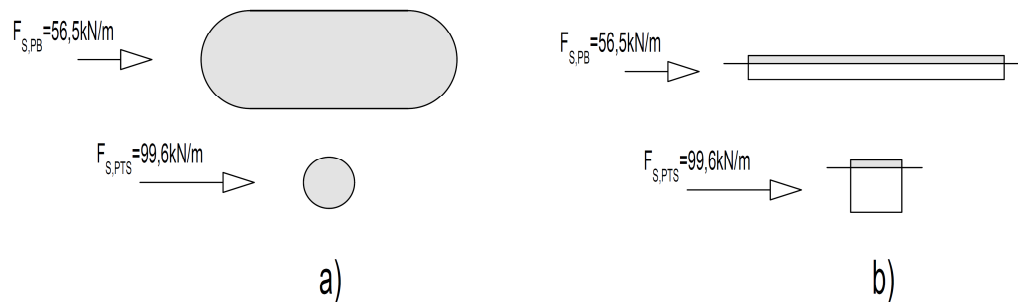


Abbildung 4-44: Strömungslast auf Pontons, a) Draufsicht b) Ansicht-Quer

4.3.2.3 Lastfall Temperatur

Für den Temperaturlastfall werden in dieser Arbeit keine Berechnungen durchgeführt. In weiteren Studien müsste hier ein Lagerungskonzept erstellt werden, um das globale Verhalten einer derart komplexen Tragstruktur detaillierter auszuarbeiten.

4.3.2.4 Lastfall Ebbe und Flut

Lt. (Fjeld, 2012) liegt der mittlere Wasserspiegel im Sognefjord bei +1,20mNN (Normalnull). Die maximale Höhendifferenzen durch Ebbe und Flut ergibt sich dadurch zu (siehe Tabelle 4-5 (Fjeld, 2012)):

- Flut: $\Delta H_{\text{Flut}} = +1,85\text{m}$
- Ebbe: $\Delta H_{\text{Ebbe}} = -1,58\text{m}$

In dieser Arbeit werden keine gesonderten Berechnungen bezüglich des Tragwerksverhaltens (Verformungen, Schnittgrößen, usw.) bei Änderung des Wasserspiegels durchgeführt. Es wird jedoch im Kapitel 5.1 erläutert, wie dieser Lastfall bei der Modellierung der Brücke berücksichtigt wird.

4.3.2.5 Außergewöhnliche Last – Schiffsanprall

Für den Schiffsanprall werden 2 Lastfälle berechnet:

- Lastfall Schiff in Fjordmitte
- Lastfall Schiff im 4tel-Punkt der Brücke

Der Lastangriff wird anhand von Modell 2 (Schwimmende Brücke inkl. Schrägkabelbrücke für Schiffsverkehr) dargestellt.

In der Machbarkeitsstudie für einen schwimmenden Tunnel (Fjeld, 2012) wurde die Schiffsanpralllast mit $F_{SA}=47\text{MN}$ berücksichtigt. Für die hier entworfene Brücke wird festgelegt, dass die Schiffsanpralllast ca. die 3fache Normalkraft aus Windbelastung im Querverbindungsseil hervorruft. Des Weiteren ist vorgesehen, dass auch die Anschlüsse in den Sollbruchstellen bei Schiffsanprall auf diese Last ausgelegt sind. Dadurch wird sichergestellt, dass bei einem tatsächlichen Lastangriff von $F_{SA}=47\text{MN}$ die geplante Auslösung des Pontons und Pfeilers der Brücke wie geplant stattfinden kann. Die Schiffsanpralllast wird daher mit folgendem Wert festgelegt:

- $F_{SA}=10000\text{kN}$

Für die Berechnung wird die Last auf das Ponton der Brücke in dessen Schwerpunkt angesetzt.

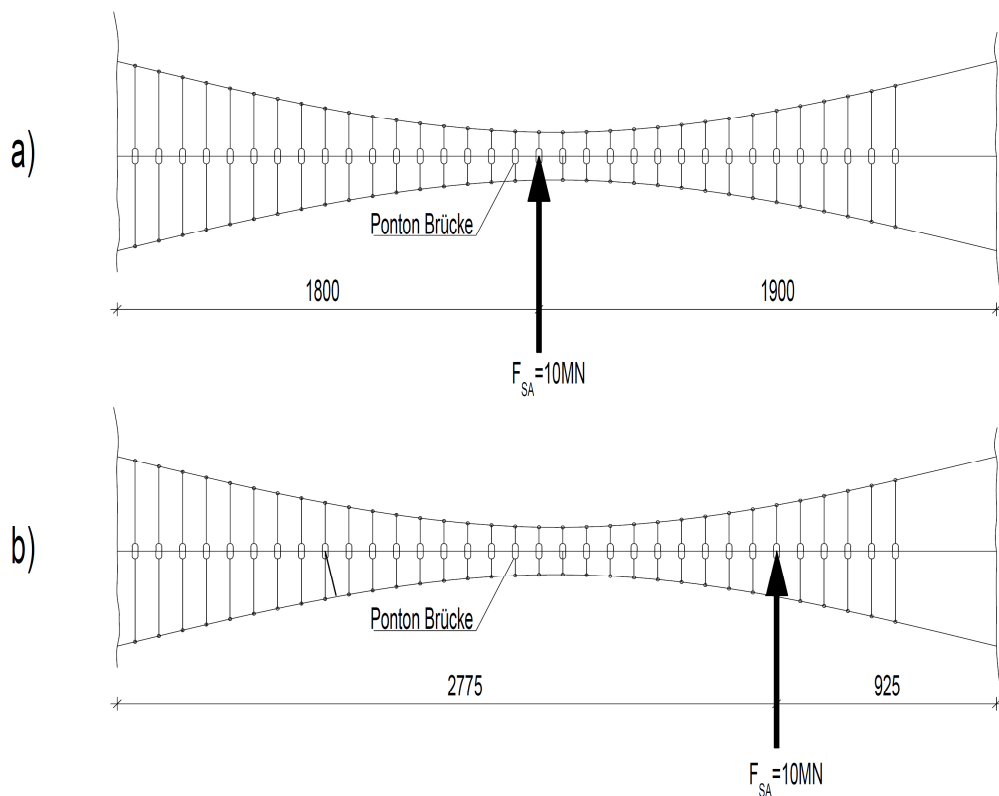


Abbildung 4-45: Draufsicht Schiffsanpralllast, a) ca. in Fjordmitte, b) ca. im 4tel Punkt

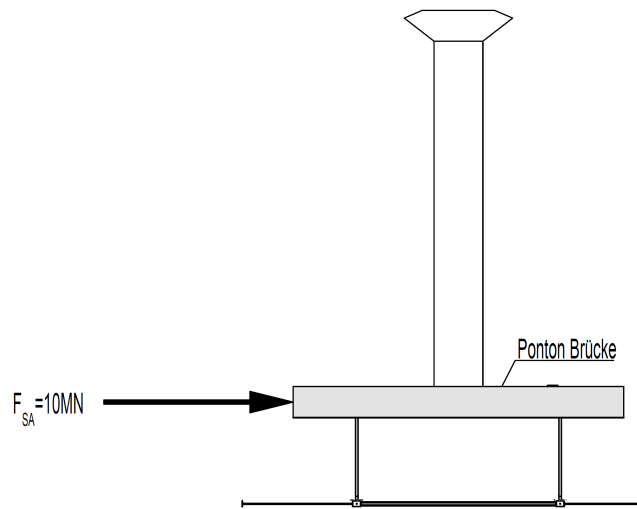


Abbildung 4-46: Ansicht-Quer Schiffsanpralllast

5 Vergleich der Aussteifungssysteme

Für den Vergleich der 3 Aussteifungskonzepte werden zwei Berechnungsmodelle untersucht:

- Modell 1 – Schwimmende Brücke ohne Freiraum für Schiffsverkehr
- Modell 2 – Schwimmende Brücke inkl. Schrägkabelbrücke für Schiffsverkehr

Für die 3 Patente (siehe Kapitel 3) unterscheiden sich die beiden Modelle durch folgende Konstruktionsmerkmale:

- Modell i-a – Patent Aardal:
 - keine Pontons für die Tragseile
- Modell i-b - Patent Søreide:
 - keine Pontons für die Tragseile
 - Tragseile mit größerem Auftrieb
- Modell i-c – Patent TU WIEN:
 - Pontons für Tragseile

Berechnungsprogramm

Die Auswertung der Modelle 1 und 2 erfolgt mit der Software RFEM 5.09.01 unter Berücksichtigung Theorie III. Ordnung aufgrund der großen Verformungen der Systeme.

Koordinatensystem der Modelle

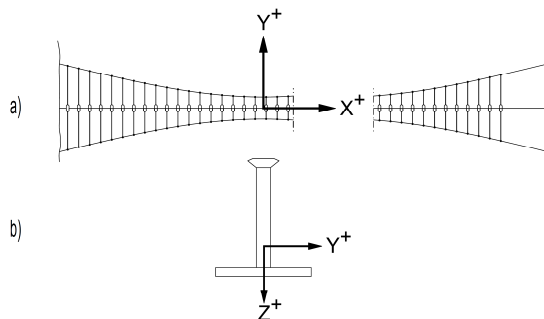


Abbildung 5-1: Koordinatensystem schwimmende Brücke, a) Draufsicht, b) Ansicht-Quer

Die Richtung der Belastungen in Fjordrichtung (Wind, Strömung symmetrisch, Schiffsanprall) verläuft in Richtung der positiven Y-Achse. Für die Auswertung der Ergebnisse wird bei den Tragseilen zwischen Tragseil- Y^+ und Tragseil- Y^- unterschieden.

5.1 Allgemeine Modelldaten

Die hier erläuterten Modelldaten werden sowohl bei Modell 1, als auch bei Modell 2 angewendet.

Lagerung der Brücke am Ufer

Anhand von Modellversuchen wurde festgestellt, dass die Ausbildung der uferseitigen Auflager den maßgebenden Anteil an die Beanspruchung des Brückenträgers hinsichtlich Ebbe und Flut hat. Bei Ausführung eines einzelnen gelenkigen Auflagers wird zwar die freie Verformung des Trägers ermöglicht, es kommt jedoch zu großen Biegemomenten im Brückenträger an den ersten Lagerungen auf den Pontons am Fjord. Zusätzlich ist es aus derzeitiger technischer Sicht schwierig, ein Gelenk in einer Größenordnung auszubilden, dass die Schwankungen bei Ebbe/Flut aufnehmen kann.

Es wird daher eine Herangehensweise gewählt, bei der die Verformung am Ufer verringert wird. Dies erfolgt durch eine Verlängerung des Brückenträger und der Anordnung von 3 Auflagerungen am Ufer (siehe Abbildung 5-2) anstatt einem. Diese Lager haben folgende Auswirkungen:

- Minimierung der Verformung des Brückenträgers an den ersten Auflagerungen auf Pontons
- Abbau der Zwangsmomente, die durch die verringerte Verformung im Brückenträger auftreten

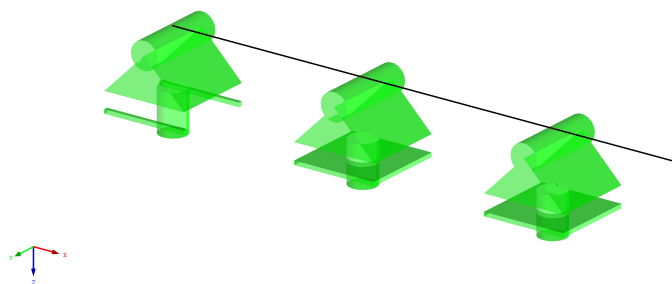


Abbildung 5-2: Lagerung Brückenträger am Ufer

Um Zwangsnormalkräfte aus Temperaturschwankungen zu vermeiden werden die Lager an den Ufern verschieblich in X-Richtung ausgebildet. Dies könnte in der Realität beispielsweise mit Dämpfungselementen erfolgen. Das Auflager am Ende des Brückenträgers wird als Fixpunkt in Y-Richtung unverschieblich modelliert. Eine Verdrehung des Trägers um die X-Achse wird, wie bei der Lagerung am Brückenpfeiler verhindert.

Die hier untersuchte Variante stellt eine Möglichkeit dar um mit den auftretenden Wasserspiegeldifferenzen umzugehen. Eine andere Möglichkeit bildet der Entwurf eines Querschnitts mit einer höheren Tragfähigkeit. In der Machbarkeitsstudie (Fjeld, 2012) ist in Abbildung 5-16 ersichtlich, dass hier vor allem an den uferseitigen Auflagern und bei den ersten Pontons große Zwangsmomente durch die gewählten Lagerungsbedingungen (Einspannung am Ufer) entstehen. Hier wurde der Tunnelquerschnitt so ausgelegt, dass diese auftretenden Beanspruchungen aufgenommen werden können. In weiterer Folge müssen bei diesem Entwurf die uferseitigen Auflager so konstruiert werden, dass zu den longitudinalen Kräften entlang des Tunnels, auch Biegemomente in den Untergrund abgeleitet werden müssen.

Lagerung Pontons

Die Pontons der Tragseile werden als gelenkige Auflager mit Verschieblichkeit in der horizontalen Ebene (X/Y-Achsen, siehe Abbildung 5-1) modelliert. Für die Pontons der Brücke werden zur Berechnung der Einsinktiefe die vertikale Federsteifigkeit bzw. für die Beanspruchung des Brückenträgers eine Drehfedersteifigkeit um die X-Achse ermittelt. Die Geometrie der Pontons ist in Kapitel 4.3.1 erläutert. Die Berechnung der Federsteifigkeiten erfolgt lt. Kapitel 5.2.2 (Fjeld, 2012).

Allgemeine Kennwerte:

- Dichte Wasser: $\rho_w=1000\text{kg/m}^3$
- Erdbeschleunigung: $g=9,81\text{m/s}^2$

Federsteifigkeit in vertikaler Richtung (Z-Achse) - Ponton Brücke:

$$\begin{aligned}
 K_{FZ,PB} &= \rho_w * g * A_{PB} && 5.1 \\
 &= 1000 * 9,81 * 1490,9 * \frac{1}{1000} = \\
 &\approx 14626\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Für die Berechnung der Drehfedersteifigkeit wird das Ponton der Brücke als Rechteck mit einer Grundfläche von $25 \cdot 60 = 1500 \text{m}^2 \approx 1491 \text{m}^2$ idealisiert.

Drehfedersteifigkeit um die X-Achse – Ponton Brücke:

$$\begin{aligned}
 K_{MX,PB} &= \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} x^2 * \rho_w * g * dxB = & 5.2 \\
 &= 2 * \left[\frac{1}{3} * 30^3 * 1000 * 9,81 \right] * 25 * \frac{1}{1000} = \\
 &= 4414500 \frac{kN}{rad}
 \end{aligned}$$

Drehfedersteifigkeit um die Y-Achse – Ponton Brücke:

Aufgrund der Hauptbelastung aus horizontalen Kräften in Y-Richtung wird auf die Modellierung der Drehfedersteifigkeit um die Y-Achse verzichtet. Es wurde durch Vorberechnungen auch festgestellt, dass der Freiheitsgrad des Pontons um die Y-Achse keinen nennenswerten Einfluss auf das Verhalten des Artificial Seabed in den unterschiedlichen Ausführungsvarianten hat. Zur Vereinfachung der Berechnung werden die Pontons daher als starr um die Y-Achse angenommen. Die Stahlrohre zur Verbindung der Pontons der Brücke mit dem Seilnetz werden zur Vereinfachung als Starrstab modelliert.

Lagerung Seile

Die Trag- und Längsseile werden an den Ufern mit gelenkigen Auflagern berechnet. Zur Vereinfachung der Berechnung wird in den Modellen nur 1 Längsseil modelliert.

Modellierung Brückenträger

Der Brückenträger wird als Biegestab modelliert, wobei dieser um die Y-Achse gelenkig auf den Brückenpfeilern aufliegt. Um die X-Achse wird er starr mit dem Pfeiler verbunden, wodurch Torsionsbeanspruchung über eine Verdrehung des Pontons um die X-Achse aufgenommen werden. Zur Vermeidung von Zwangsnormalkräften aus Temperaturschwankungen ist die Verbindung in X-Richtung verschieblich. Vom statischen System entspricht der Brückenträger einem Durchlaufträger, der über die Pfeiler die Lasten in die Pontons ableitet.

Modellierung Brückenpfeiler

Der Brückenpfeiler wird ebenfalls als Biegestab modelliert, wobei dieser biegesteif mit den Pontons verbunden ist.

5.2 Lastfälle und Kombinationen

5.2.1 Lastfälle

Für die Analyse der beiden Modelle werden folgende Lastfälle berechnet.

Ständige Lasten

- LF1 – Eigengewicht + Ausbaulasten
- LF2 – Vorspannung der Tragseile / Anspannung der Seile der Schrägkabelbrücke

Veränderliche Lasten

- LF11 – Verkehr -voll, maximale Durchbiegung Brückenträger
- LF12 – Verkehr voll, maximale Vertikallast auf Brückenpfeiler
- LF21– Wind auf die Brücke, in Fjordrichtung
- LF31 – Strömung symmetrisch
- LF32 - Strömung antimetrisch

Die Verkehrslast wird nur für die Überprüfung der Machbarkeit des Brückenträgers- und pfeilers berücksichtigt. Für die Untersuchung der Horizontalaussteifung wird dieser Lastfall vernachlässigt.

Außergewöhnliche Lasten

- LF41 – Schiffsanprall in Fjordmitte
- LF42 – Schiffsanprall im 4tel-Punkt

5.2.2 Lastfallkombinationen

Im Eurocode 1 werden für die im europäischen Normenraum notwendigen unterschiedlichen Nachweise (ULS, SLS, FLS) Kombinationsregeln festgelegt. Bei einem Objekt dieser Größenordnung müssten die anzusetzenden Lasten, deren Auftrittswahrscheinlichkeit und die Kombinationen der unterschiedlichen Lastfälle gesondert untersucht werden. Für die hier entworfene Brücke werden folgende Kombinationen für eine in diesem Stadium ausreichende Aussage für die Analyse des Verhaltens der Struktur berechnet:

- LK1: LF1 + LF2
- LK2a: LK1 + LF11
- LK2b: LK1 + LF12
- LK3: LK1 + LF21
- LK4: LK1 + LF31
- LK5: LK1 + LF32
- LK6: LK1 + LF41
- LK7: LK1 + LF42

Die Verformungswerte für den Brückenträger für die LK 1,3,4 und 6 werden in Fjordmitte ermittelt. Die Werte für LK 5 und 7 werden im 4tel Punkt (siehe Lastangriffspunkt Schiffsanprall im 4tel-Punkt, Abbildung 4-45) berechnet. Verformungswerte der Tragseile werden für die LK 1,3,4,5 und 6 ca. in Fjordmitte angegeben. LK7 wird im Punkt des Schiffsanpralles ermittelt. Die Werte für die Normalkraftbeanspruchung der Tragseile werden an der maximalen Stelle der gesamten Seillänge abgelesen.

5.3 Modell 1

5.3.1 Modellbeschreibung

Bei diesem Modell wird das Artificial Seabed inkl. Pontons für die Brücke, dem Brückenpfeiler und dem Brückenträger analysiert. Die Berücksichtigung des für den Schiffsverkehr notwendigen Lichtraumes erfolgt bei Modell 2. Die Beschreibung der Lagerungsbedingungen ist bereits in Kapitel 5.1 erläutert.

5.3.1.1 Modell 1-a (Patent Aardal)

Bei diesem Modell sind die Tragseile nicht auf Pontons abgehängt.

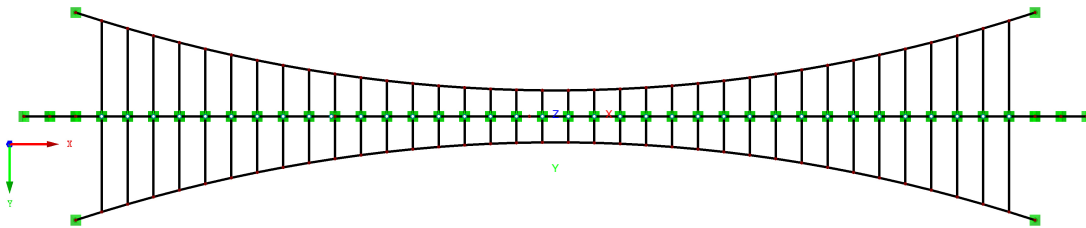


Abbildung 5-3: Draufsicht Modell 1-a

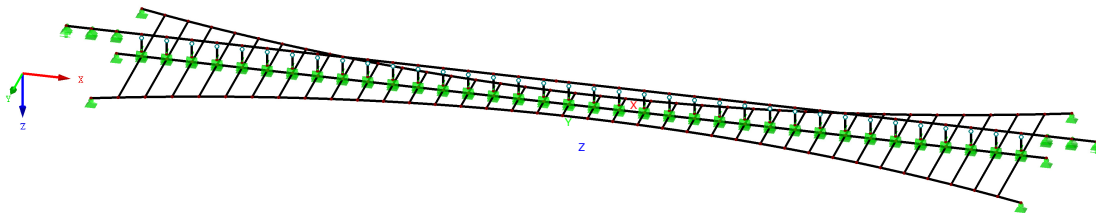


Abbildung 5-4: Perspektive Modell 1-a

5.3.1.2 Modell 1-b (Patent Søreide)

Diese Modell basiert auf Modell 1-a. Dieses Konzept sieht jedoch Tragseile vor, die durch geeignete Querschnitte in einer konstanten Wassertiefe verbleiben. Die Tragseilwichte wird daher für dieses Modell mit folgendem Wert berücksichtigt.

- Wichte Tragseil: $\gamma_{TS}=0,1*(\gamma_{\text{Stahl}}-\gamma_{\text{Wasser}})=0,1*(78,5-10)=6,85\text{kN/m}$

5.3.1.3 Modell 1-c (Patent TU Wien)

Basierend auf Modell 1-a werden hier Pontons für die Tragseile angeordnet, um deren Durchhang zufolge Eigengewicht stark verringern.

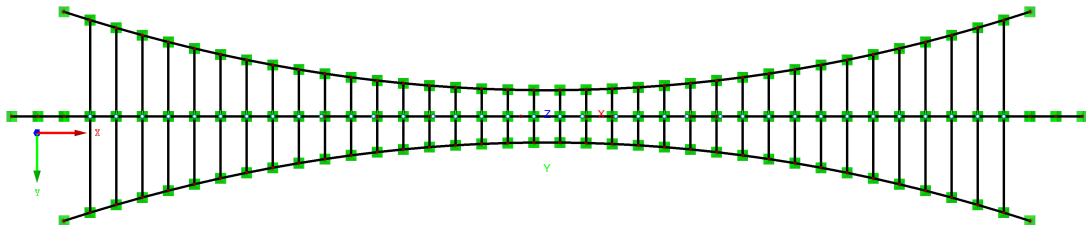


Abbildung 5-5: Draufsicht Modell 1-c

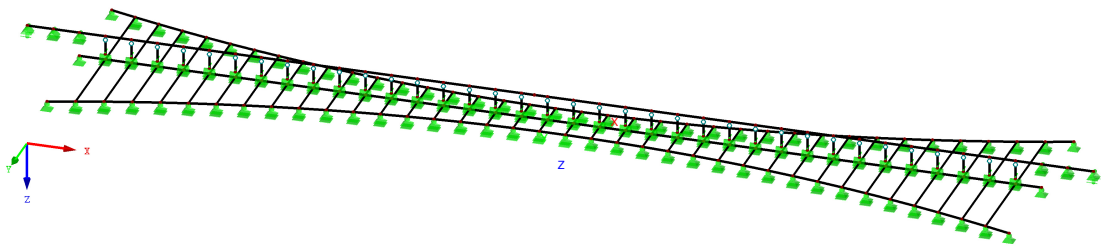


Abbildung 5-6: Perspektive Modell 1-c

5.3.2 Ergebnisse Modell 1

Für die Vergleichbarkeit der 3 Modelle werden die Verformungen der Struktur analysiert. Die Überprüfung der Machbarkeit der Querschnitte erfolgt in Kapitel 5.5. Es werden die Horizontalverformungen des Brückenträgers und die Normalkräfte der Tragseile der jeweiligen Variante gegenübergestellt.

u_y [cm]	Brückenträger			
	LK/ Modell	1-a	1-b	1-c
1		0	0	0
3		1239	1094	1028
4		39	31	65
5		± 56	± 130	± 358
6		428	575	590
7		405	685	733

Tabelle 5-1: : Horizontalverformung u_y [cm] des Brückenträgers

u_y [cm]	Tragseil-Y ⁺			Tragseil-Y ⁻			
	LK/Modell	1-a	1-b	1-c	1-a	1-b	1-c
1		-1493	-123	17	1493	123	-17
3		-1091	277	-471	1922	581	435
4		-1470	-99	79	1517	146	44
5		-1499	-197	399	1499	197	399
6		-1269	443	626	1769	689	610
7		-1500	681	788	1509	735	755

Tabelle 5-2: Horizontalverformung u_y [cm] der Tragseile

N [MN]	Tragseil-Y ⁺			Tragseil-Y ⁻			
	LK / Modell	1-a	1-b	1-c	1-a	1-b	1-c
1		500	183	161	500	183	161
3		456	135	108	553	245	220
4		497	179	151	504	187	170
5		501	183	163	501	183	163
6		491	173	151	511	197	175
7		494	178	156	509	194	173

Tabelle 5-3: Normalkraft N [MN] der Tragseile

Die Vertikalverformung der Tragseile bei LK1 ergibt sich bei den Modellen in Fjordmitte zu:

- $U_{Z,1a}=61,9\text{m}$
- $U_{Z,1b}=17,0\text{m}$
- $U_{Z,1c}=0,4\text{m}$

5.3.2.1 Analyse der Ergebnisse für die Modelle 1-a/b/c

Die Gegenüberstellung der horizontalen Verformungen am Überbau erfolgt anhand der LK3 und LK5.

LK3 - Eigengewicht + Vorspannung + Wind

- Modell 1-a: $u_{y,1a,LK3}=1239\text{cm}$
- Modell 1-b: $u_{y,1b,LK3}=1094\text{cm}$
- Modell 1-c: $u_{y,1c,LK3}=1028\text{cm}$

Ein Relativvergleich Verformungen liefert folgende Werte:

- $u_{y,1b,LK3}/u_{y,1a,LK3}=1094/1239 \approx 0,88$ $1/0,88 \approx 1,15$
- $u_{y,1c,LK3}/u_{y,1a,LK3}=1028/1239 \approx 0,83$ $1/0,83 \approx 1,20$
- $u_{y,1c,LK3}/u_{y,1b,LK3}=1028/1094 \approx 0,94$ $1/0,94 \approx 1,05$

LK5 - Eigengewicht + Vorspannung + Strömung antimetrisch

- Modell 1-a: $u_{y,1a,LK3}=56\text{cm}$
- Modell 1-b: $u_{y,1b,LK3}=130\text{cm}$
- Modell 1-c: $u_{y,1c,LK3}=358\text{cm}$

Ein Relativvergleich der Verformungen liefert folgende Werte:

- $u_{y,1b,LK3}/u_{y,1a,LK3}=130/56 \approx 2,3$
- $u_{y,1c,LK3}/u_{y,1a,LK3}=358/56 \approx 6,4$
- $u_{y,1c,LK3}/u_{y,1b,LK3}=358/130 \approx 2,8$

Gegenüberstellung der Normalkräfte in den Tragseilen erfolgt anhand LK3.

Normalkraft N im Tragseil-Y:

- Modell 1-a: $N_{,1a,LK3}=553\text{MN}$
- Modell 1-b: $N_{,1b,LK3}=245\text{MN}$
- Modell 1-c: $N_{,1c,LK3}=220\text{MN}$

Durch einen relativen Vergleich erhält man folgende Werte für das Tragseil-Y:

- $N_{1b}/N_{1a}=245/553 \quad \approx 0,44 \quad 1/0,44 \quad \approx 2,3$
- $N_{1c}/N_{1a}=220/553 \quad \approx 0,40 \quad 1/0,40 \quad \approx 2,5$
- $N_{1c}/N_{1b}=220/245 \quad \approx 0,90 \quad 1/0,90 \quad \approx 1,1$

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt 2 wesentliche Punkte:

1. Durch die Verminderung des Tragseildurchhanges können in den Modellen 1-b und 1-c die Normalkräfte in den Tragseilen um den Faktor 2,3-2,5 gegenüber Modell 1-a reduziert werden. Die Höhe der Normalkraft spielt vor allem hinsichtlich der Verankerung der Tragseile in den uferseitigen Lagern eine wichtige Rolle.

2. Bei Betrachtung der horizontalen Verformungen des Überbaus und der Tragseile wird ersichtlich, dass bei geringerem Seildurchhang bzw. geringerem Tragseilgewicht die Aussteifungssysteme der Modelle 1-b und 1-c gegenüber 1-a stärker auf Horizontalbelastungen reagieren, was vor allem bei LK5 (Strömung antimetrisch) ersichtlich ist. Hier weist das Modell 1-c, verglichen mit Modell 1-a, eine um den Faktor 6,4 höhere Horizontalverschiebung auf. Bei einer globalen Betrachtung der auftretenden Horizontalverschiebungen im Überbau müssen diese für eine Abschätzung der Realisierbarkeit auch in Relation zur Gesamtlänge der Brücke betrachtet werden:

$$u_{y,LK3}=10,3\text{m} \quad l_{\text{ges}}=3700\text{m} \quad \Rightarrow 1/u_y=3700/10,3 \approx 1/360.$$

Zusätzlich ist bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten, dass im Modell 1-c durch die Auftriebskörper der Tragseile zusätzliche Angriffsflächen für Wind- und Strömungslasten vorhanden sind, wodurch sich für die Gesamtkonstruktion insgesamt eine weitaus höhere Belastung in horizontaler Richtung ergibt.

Für den Lastfall Schiffsanprall ist zu beachten, dass es mit einer geplanten Sollbruchstelle erst gar nicht zu derartig großen Verformungen im Überbau kommen kann, wodurch sich die unterschiedlichen Verschiebungswerte der Modelle relativieren.

5.4 Modell 2

5.4.1 Modellbeschreibung

Basierend auf Modell 1 wird bei diesem Modell eine Schrägkabelbrücke vorgesehen, die einen Schiffsverkehr mit dem dafür notwendigen Lichtraum ermöglicht. Der Pylon wird als Biegestab mit einer starren Lagerung berücksichtigt. Die Seile der Schrägkabelbrücke sind gelenkig mit dem Brückenträger und dem Pylon verbunden. Der Brückenträger wird am Pylon unverschieblich gelagert und besitzt hier somit einen Fixpunkt.

5.4.1.1 Modell 2-a (Patent Aardal)

Entspricht Modell 2-c (siehe Abbildung 5-7 und Abbildung 5-8), ohne Pontons für die Tragseile.

5.4.1.2 Modell 2-b (Patent Søreide)

Entspricht Modell 2-c, ohne Pontons für die Tragseile. Die Tragseilwichte wird mit $g_{TS}=6,85\text{kN/m}^3$ berücksichtigt (siehe 5.3.1.2).

5.4.1.3 Modell 2-c (Patent TU Wien)

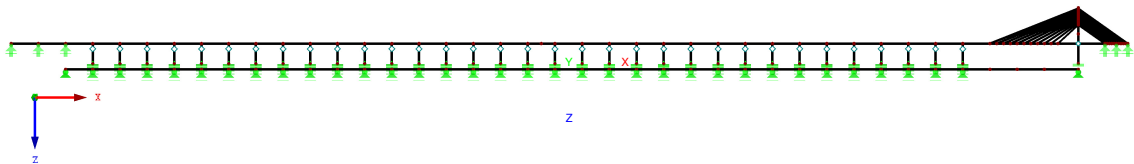


Abbildung 5-7: Ansicht-Längs Modell 2-c

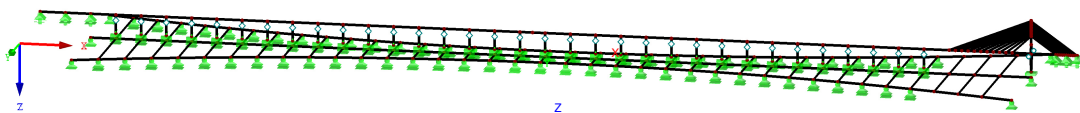


Abbildung 5-8: Perspektive Modell 2-c

5.4.2 Ergebnisse Modell 2

Für die Vergleichbarkeit der 3 Modelle werden die Verformungen der Struktur analysiert. Die Überprüfung der Machbarkeit der Querschnitte erfolgt in Kapitel 5.5. Es werden die Horizontalverformungen des Brückenträgers und die Normalkräfte der Tragseile der jeweiligen Variante gegenübergestellt.

u_y [cm]	Brückenträger			
	LK/ Modell	2-a	2-b	2-c
1		0	0	0
3		1237	1072	1044
4		39	32	78
5		58	± 137	344
6		426	578	566
7		397	703	709

Tabelle 5-4: Horizontalverformung u_y [cm] des Brückenträgers

u_y [cm]	Tragseil-Y ⁺			Tragseil-Y ⁻			
	LK/Modell	2-a	2-b	2-c	2-a	2-b	2-c
1		-1504	-137	16	1504	137	-16
3		-1114	229	472	1921	562	439
4		-1480	-113	90	1528	161	58
5		-1510	-216	392	1507	209	-379
6		-1282	428	608	1779	708	594
7		-1509	672	762	1526	766	740

Tabelle 5-5: Horizontalverformung u_y [cm] der Tragseile

N [MN]	Tragseil-Y ⁺			Tragseil-Y ⁻			
	LK / Modell	2-a	2-b	2-c	2-a	2-b	2-c
1		502	187	176	502	187	176
3		456	139	125	557	251	240
4		499	184	166	506	191	185
5		502	187	176	502	188	178
6		492	178	166	513	201	189
7		496	182	171	509	198	186

Tabelle 5-6: Normalkraft N [MN] der Tragseile

Die Vertikalverformung der Tragseile bei LK1 ergibt sich bei den Modellen in Fjordmitte zu:

- $U_{Z,2a}=55,4\text{m}$
- $U_{Z,2b}=17,8\text{m}$
- $U_{Z,2c}=0,36\text{m}$

5.4.2.1 Analyse der Ergebnisse für die Modelle 2-a/b/c

Die Gegenüberstellung der horizontalen Verformungen am Überbau erfolgt anhand der LK3 und LK5.

LK3 - Eigengewicht + Vorspannung + Wind

- Modell 2-a: $u_{y,2a,LK3}=1237\text{cm}$
- Modell 2-b: $u_{y,2b,LK3}=1072\text{cm}$
- Modell 2-c: $u_{y,2c,LK3}=1044\text{cm}$

Ein Relativvergleich Verformungen liefert folgende Werte:

- $u_{y,2b,LK3}/u_{y,2a,LK3}=1072/1237 \approx 0,87$ $1/0,87 \approx 1,15$
- $u_{y,2c,LK3}/u_{y,2a,LK3}=1044/1237 \approx 0,84$ $1/0,83 \approx 1,20$
- $u_{y,2c,LK3}/u_{y,2b,LK3}=1044/1072 \approx 0,97$ $1/0,94 \approx 1,05$

LK5 - Eigengewicht + Vorspannung + Strömung antimetrisch

- Modell 2-a: $u_{y,2a,LK3}=58\text{cm}$
- Modell 2-b: $u_{y,2b,LK3}=137\text{cm}$
- Modell 2-c: $u_{y,2c,LK3}=344\text{cm}$

Ein Relativvergleich der Verformungen liefert folgende Werte:

- $u_{y,2b,LK3}/u_{y,2a,LK3}=137/58 \approx 2,4$
- $u_{y,2c,LK3}/u_{y,2a,LK3}=344/58 \approx 5,9$
- $u_{y,2c,LK3}/u_{y,2b,LK3}=344/137 \approx 2,5$

Gegenüberstellung der Normalkräfte in den Tragseilen erfolgt anhand LK3.

Normalkraft N im Tragseil-Y:

- Modell 2-a: $N_{2a,LK3}=557\text{MN}$
- Modell 2-b: $N_{2b,LK3}=251\text{MN}$
- Modell 2-c: $N_{2c,LK3}=240\text{MN}$

Durch einen relativen Vergleich erhält man folgende Abminderungsfaktoren hinsichtlich der Normalkraft des Tragseiles-Y:

- $N_{2b}/N_{2a}=251/557 \approx 0,45$ $1/0,45 \approx 2,2$
- $N_{2c}/N_{2a}=240/557 \approx 0,43$ $1/0,19 \approx 2,3$
- $N_{2c}/N_{2b}=240/251 \approx 0,96$ $1/0,96 \approx 1,1$

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt wie bereits bei der Analyse der Modelle 1-a - 1-c 2 wesentliche Punkte:

1. Durch die Verminderung des Tragseildurchhanges können in den Modellen 2-b und 2-c die Normalkräfte in den Tragseilen um den Faktor 2,2-2,3 gegenüber Modell 2-a reduziert werden. Die Höhe der Normalkraft spielt vor allem hinsichtlich der Verankerung der Tragseile in den uferseitigen Lagern eine wichtige Rolle.

2. Bei Betrachtung der horizontalen Verformungen des Überbaus und der Tragseile wird ersichtlich, dass bei geringerem Seildurchhang bzw. geringerem Tragseilgewicht die Aussteifungssysteme der Modelle 2-b und 2-c gegenüber 2-a stärker auf Horizontalbelastungen reagieren, was vor allem bei LK5 (Strömung antimetrisch) ersichtlich ist. Hier weist das Modell 2-c, verglichen mit Modell 2-a, eine um den Faktor 5,9 höhere Horizontalverschiebung auf.

Bei einer globalen Betrachtung der auftretenden Horizontalverschiebungen im Überbau müssen diese für eine Abschätzung der Realisierbarkeit auch in Relation zur Gesamtlänge der Brücke betrachtet werden:

$$u_{y,LK3}=10,44\text{m} \quad l_{\text{ges}}=3700\text{m} \quad \Rightarrow 1/u_y=3700/10,5 \approx 1/350.$$

Zusätzlich ist bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten, dass im Modell 2-c durch die Auftriebskörper der Tragseile zusätzliche Angriffsflächen für Wind- und Strömungslasten vorhanden sind, wodurch sich für die Gesamtkonstruktion insgesamt eine weitaus höhere Belastung in horizontaler Richtung ergibt.

Für den Lastfall Schiffsanprall ist zu beachten, dass es mit einer geplanten Sollbruchstelle erst gar nicht zu derartig großen Verformungen im Überbau kommen kann, wodurch sich die unterschiedlichen Verschiebungswerte der Modelle relativieren.

5.5 Überprüfung der Machbarkeit der Struktur

5.5.1.1 Brückenträger

Der Brückenträger wird als Durchlaufträger mit zwei unterschiedlichen Spannweiten und Lastkombinationen berechnet. Da erste System entspricht dem regulären Betriebsfall mit einer Spannweite von $l_{s1}=100\text{m}$, mit der Belastung aus Eigengewicht, Ausbaulast und Verkehr-voll (LK2a/2b). Beim zweiten System wird angenommen, dass durch Schiffsanprall ein Ponton und Brückenpfeiler aus der Struktur herausgelöst wurde und somit die doppelte Spannweite mit $l_{s2}=200\text{m}$ vorhanden ist. In diesem Fall wird nur das Eigengewicht und die Ausbaulast (LK1) angesetzt.

System 1:

- Spannweite-regulär: $l_{s1}=100,0\text{m}$
- Belastung lt. Kapitel 4.3.2:
 - Ständige Last:
 - Gleichlast konstant: $g_{k,ges.}=100\text{kN/m}$
 - Veränderliche Belastung lt. Kapitel 4.3.2:
 - Gleichlast: $q_k=70\text{kN/m}$
 - Einzellast: $Q_k=1200\text{kN/m}$

System 2:

- Spannweite-außergewöhnlich: $l_{s2}=200,0\text{m}$
- Belastung lt. Kapitel 4.3.2:
 - Gleichlast: $g_{k,ges.}=100\text{kN/m}$

Querschnittswerte Brückenträger:

- Widerstandsmoment: $W_{y,min,BT}=1341330\text{cm}^4$
- Schubfläche: $A_{vz,BT}=1570\text{cm}^2$

Baustoff:

- Stahl: Güte S355
- Fließgrenze: $f_y=35,5\text{kN/cm}^2$
- Teilsicherheitsbeiwert (Annahme): $\gamma_{m0}=1,0$

Berechnung System 1

Maximale Schnittgrößen:

- $M_{y,1,Feld} = 167200 \text{ kNm}$
- $M_{y,1,Pfeiler} = -183800 \text{ kNm}$ $V_{z,1,Pfeiler} = 9950 \text{ kN} \Rightarrow$ maßgebend

Maximale vertikale Auflagerkräfte (positiv in Richtung Z^+):

- Eigengewicht und Ausbaulast: $R_{Z,EG,1} = 11340 \text{ kN}$
- LK2a/b: $R_{Z,LK2a/b,1} = 20950 \text{ kN}$
- LF12 – Verkehr-voll über BP: $R_{Z,LF12,1} = 9650 \text{ kN}$

Für die elastische Spannungsermittlung des Querschnittes wird für die Lasten ein durchschnittlicher Faktor von $\gamma_{Last} = 1,4$ für die Untersuchung der Machbarkeit des Querschnittes angesetzt.

$$\begin{aligned} \sigma_{x,BT} &= \left| \frac{M_{y,1,Pfeiler}}{W_{y,min,BT}} \right| * \gamma_{Last} = & 5.3 \\ &= \frac{183800}{1341330} * 100 * 1,4 = \\ &\approx 19,2 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{xz,BT} &= \frac{V_{z,1,Pfeiler}}{A_{vz,BT}} * \gamma_{Last} = & 5.4 \\ &= \frac{9950}{1570} * 1,4 = \\ &\approx 8,9 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Als Nachweis wird ein Vergleichsspannungsnachweis laut Kapitel 6.2.1 im Eurocode 3-1 (ASI, 2014) geführt.

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \sqrt{\sigma_{x,BT}^2 + 3 * \tau_{xz,BT}^2} = & 5.5 \\ &= \sqrt{20,2^2 + 3 * 8,9^2} = \\ &\approx 24,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \end{aligned}$$

Maximale Durchbiegung:

- $u_{z,1}=13,7\text{cm}$

Verhältnis Stützweite zu Durchbiegung:

- $l_{S1}/u_{z,1}=100/0,14 \approx 715$

Dieser Wert liegt im Toleranzbereich für die maximale Durchbiegung von Hochbauten (siehe Eurocode 0).

Berechnung System 2

Maximale Schnittgrößen:

- $M_{y,1,\text{Feld}}= 311580\text{kNm}$
- $M_{y,1,\text{Pfeiler}}= -421050\text{kNm}$ $V_{z,2,\text{Pfeiler}}= 12105\text{kN} \Rightarrow$ maßgebend

Maximale vertikale Auflagerkräfte (positiv in Richtung Z⁺):

- Eigengewicht und Ausbaulast: $R_{z,\text{EG},2}=22650\text{kN}$

Da es sich um einen außergewöhnlichen Lastfall handelt wird hier auf einen Laststeigerungsfaktor verzichtet

$$\begin{aligned} \sigma_{x,BT} &= \left| \frac{M_{y,2,\text{Pfeiler}}}{W_{y,\text{min},BT}} \right| = & 5.6 \\ &= \frac{421050}{1341330} * 100 = \\ &\approx 31,4 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{xz,BT} &= \frac{V_{z,2,\text{Pfeiler}}}{A_{vz,BT}} = & 5.7 \\ &= \frac{12105}{1570} = \\ &\approx 7,7 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Als Nachweis wird ein Vergleichsspannungsnachweis laut Kapitel 6.2.1 im Eurocode 3-1 (ASI, 2014) geführt.

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \sqrt{\sigma_{x,BT}^2 + 3 * \tau_{xz,BT}^2} = & 5.8 \\
 &= \sqrt{31,4^2 + 3 * 7,7^2} = \\
 &\approx 34,1 \frac{kN}{cm^2} < 35,5
 \end{aligned}$$

Maximale Durchbiegung:

- $u_{z,2}=98\text{cm}$

Verhältnis Stützweite zu Durchbiegung:

- $l_{S2}/u_{z,2}=200/0,98=204$

Für den außergewöhnlichen Lastfall wird diese Verformung als akzeptabel beurteilt. Es ist davon auszugehen, dass bei Auftreten eines solchen Falles die Brücke ohnedies für den freien Zugang gesperrt wird.

5.5.1.2 Brückenpfeiler

Querschnittswerte Brückenpfeiler:

- Fläche: $A_{BP}=8,54\text{m}^2$
- Trägheitsmomente:
 - um X-Achse: $I_X=74,45\text{m}^4$
 - um Y-Achse: $I_Y=16,03\text{m}^4$
- Trägheitsradius:
 - um X-Achse: $i_X=2,95\text{m}$
 - um Y-Achse: $i_Y=1,37\text{m}$
- Knicklänge:
 - um X-Achse: $l_{k,X}=0,5*68\text{m}=34\text{m}$
 - um Y-Achse: $l_{k,Y}=0,7*68=47,6\text{m}$
- Schlankheit Brückenpfeiler:
 - $\lambda_X=l_{k,X}/i_X=34/2,95= 11,5$
 - $\lambda_Y=l_{k,Y}/i_Y=47,6/1,37= 34,7$

Der Brückenpfeiler hat eine niedrige Schlankheit und somit eine hohe Stabilität vorzuweisen.

Baustoff:

- Beton: C50/60
- Zylinderdruckfestigkeit: $f_{ck}=5\text{kN/cm}^2$
- Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_c=1,5$

Maximale Druckbeanspruchung (aus Vertikalbelastung) unter Berücksichtigung eines Laststeigerungsfaktors von $\gamma_F=1,4$ für die LK2a/b:

- System 1: $F_{Z,BP,1}=R_{z,LK2a/b,1}*\gamma_F=20950*1,4=29330\text{kN}$... maßgebend
- System 2: $F_{Z,BP,2}=R_{z,EG,2}=22650\text{kN}$

Vereinfachend wird hier kein detaillierter Stahlbetonnachweis geführt. Die Belastung aus Drucknormalkraft wird der Zylinderdruckfestigkeit des Pfeilerquerschnittes gegenüber gestellt.

Betondruckspannungsnachweis lt. Eurocode 2 (ASI, 2015):

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{F_{Z,BP1}}{A_c} = && 5.9 \\ &= \frac{29330}{8,54 * 100^2} = \\ &\approx 0,34 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{5}{1,5} = 3,33 \end{aligned}$$

Hinsichtlich Normalspannung in Pfeilerrichtung weist dieser eine sehr niedrige Ausnutzung auf. Da ein detaillierter Beton-Querschnittsnachweis nicht Teil dieser Studie ist, wird auf die Berücksichtigung weiterer Schnittgrößen (z.B.: Momente aus Windbelastung), bzw. auf einen Stabilitätsnachweis, der den Ausnutzungsgrad erhöhen kann, verzichtet. Entscheidend für die Wahl des Querschnittes ist hier die Schlankheit des Brückenpfeilers.

5.5.1.3 Ponton Brücke

Für den Ponton der Brücke wird die Eintauchtiefe unter Eigengewicht und Ausbaulast des Brückenträgers, Eigengewicht des Brückenpfeilers und des Pontons, sowie die abweichende Einsinktiefe bei maximaler Verkehrsbelastung berechnet.

Kennwerte Ponton-Brücke:

- Grundfläche: $A_{PB}=1490,9\text{m}^2$

Belastung:

- Eigengewicht und Ausbaulast Brückenträger: $F_{Z,EG,1}=11340\text{kN}$
- Eigengewicht Brückenpfeiler: $F_{Z,EG,BP}=14520\text{kN}$
- Eigengewicht Ponton: $F_{Z,EG,PB}=34200\text{kN}$
- Resultierende Eigengewichtskraft: $F_{Z,EG,ges}=60060\text{kN}$
- maximale Verkehrslast auf Brückenträger: $F_{Z,LF12,1}=9650\text{kN}$

Einsinktiefe unter Eigengewicht

- $t_{EG,PB}=F_{Z,EG,ges} / (A_{PB} * \gamma_w) = 60060 / (1490,9 * 10) \approx 4,0\text{m}$

variierende Einsinktiefe bei LF12 Verkehr-voll:

- $\Delta t_{LF12} = F_{Z,LF12,1} / (A_{PB} * \gamma_w) = 9650 / (1490,9 * 10) = 0,65\text{m}$

5.5.1.4 Ponton Tragseil

Für den Ponton der Tragseile wird die Eintauchtiefe unter Eigengewicht der Tragseile und des Pontons berechnet.

Kennwerte Ponton Tragseil:

- Grundfläche: $A_{PB}=132,7\text{m}^2$

Belastung:

- Eigengewicht Ponton: $F_{Z,EG,PTS}=6340$
- Eigengewicht Tragseil ($l_{TS}=100\text{m}$): $F_{Z,EG,TS}= 6166\text{kN}$
- Eigengewicht Verbindungsseil ($l_{VS,mean}=200\text{m}$): $F_{Z,EG,VS}=123\text{kN}$
 - mittlere Länge von $l_{mean,VS}=(50+350)/2=200\text{m}$
- Resultierende Eigengewichtskraft: $F_{Z,EG,TS,ges}=12630$

Einsinktiefe unter Eigengewicht:

- $t_{EG,PTS}=F_{Z,EG,TS,ges} / (A_{PTS} * \gamma_w) = 12630 / (132,7 * 10) \approx 9,5\text{m}$

5.5.1.5 Tragseil

Das Tragseil wird mit der größten Normalkraft unter LK3 des Modells 2-c mit vereinfachenden Annahmen unter Berücksichtigung eines Laststeigerungsfaktors $\gamma_F=1,4$, bzw. eines Material-Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_{Kabel}=1,5$ überprüft.

Baustoff:

-
- Spirallitzenseil: Seilfestigkeitsklasse Kat. B - 1770
- Nennfestigkeit Draht: $f_u=1570-1960\text{N/mm}^2$ (lt. EN12385-8)
- Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{TS}=1,5$ Annahme auf der sicheren Seite
- Annahme Füllfaktor: $f=0,73$ t. Tab.2.2 EC3-1-11 (ASI, 2010)

Geometrische Werte Tragseil:

- Durchmesser: $D_{TS}=1000\text{mm}$
- Fläche: $A_{TS}=0,785\text{m}^2$
- Fläche inkl. Füllfaktor: $A_{m,TS}=A_{TS}*f= 0,73*0,785=0,573\text{m}^2$

Belastung:

- $N=240\text{MN}$

Spannung im Tragseil unter LK3:

- $f_{u,\min}=1570/1,5=1047\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{x,TS}=N*\gamma_F / A_{m,TS}=240 *1,4/0,573=587\text{N/mm}^2 < 1047\text{N/mm}^2$

5.5.1.6 Verbindungsseil

Das Verbindungsseil wird mit der größten Normalkraft unter LK3 des Modells 2-c mit vereinfachenden Annahmen in Anlehnung an Eurocode 3-1-11 unter Berücksichtigung eines Laststeigerungsfaktors $\gamma_F=1,4$ bzw. eines Material-Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_{Kabel}=1,5$ überprüft.

Baustoff:

- Spirallitzenseil: Seilfestigkeitsklasse Kat. B - 1770
- Nennfestigkeit Draht: $f_u=1570-1960\text{N/mm}^2$ (lt. EN12385-8)
- Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{TS}=1,5$ Annahme auf der sicheren Seite
- Annahme Füllfaktor: $f=0,73$ t. Tab.2.2 EC3-1-11 (ASI, 2010)

Geometrische Werte Tragseil:

- Durchmesser: $d_{VS}=100\text{mm}$
- Fläche: $A_{VS}=0,00785\text{m}^2$
- Fläche inkl. Füllfaktor: $A_{m,VS}=0,00785*0,73=0,00573$

Belastung:

- $N \approx 3300\text{kN} = 3,3\text{MN}$

Spannung im Tragseil unter LK3:

- $f_{u,\min}=1570/1,5=1047\text{N/mm}^2$
- $\sigma_{x,VS}=N*\gamma_F / A_{m,VS}=3,3*1,4/0,00573=807\text{N/mm}^2 < 1047\text{N/mm}^2$

5.5.1.7 Längsseil und Abhängseil Ponton-Tragseil

Aufgrund der geringen Ausnutzung wird eine detaillierte Berechnung dieser beiden Seile vernachlässigt.

5.5.1.8 Stahlrohr

Das Stahlrohr verbindet das Seilnetz mit dem Ponton der Brücke und wirkt als gelenkig gelagerter Zug- oder Druckstab. Für eine Abschätzung der Machbarkeit wird die Schlankheit des Rohrquerschnittes überprüft.

Baustoff:

- Stahl: Güte S355
- Fließgrenze: $f_y=35,5\text{kN/cm}^2$

Geometrische Werte Stahlrohr:

- Durchmesser: $D_{\text{Rohr}}=500\text{mm}$
- Wandstärke: $t=20\text{mm}$
- Stab- bzw. Knicklänge: $l_k\approx 19\text{m}$

Schlankheit:

- um X- und Y-Achse: $\lambda_x=\lambda_y=110$

Der Wert für die Schlankheit eines Stahl-Druckstabes liegt in einem baupraktischen Bereich.

5.5.1.9 Kabel der Schrägkabelbrücke

Die Kabel der Schrägkabelbrücke werden mit der größten Normalkraft unter LK3 des Modells 2-c mit vereinfachenden Annahmen unter Berücksichtigung eines Laststeigerungsfaktors von $\gamma_F=1,4$, bzw. eines Material-Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_{Kabel}=1,5$ überprüft. Es wird hier kein detaillierter Nachweis nach Eurocode 3-1-11 geführt.

Baustoff:

- Spirallitzenseil: Seilfestigkeitsklasse Kat. B - 1960
- Nennfestigkeit Draht: $f_u=1770-2160\text{N}/\text{mm}^2$ (lt. EN12385-8)
- Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Kabel}=1,5$ Annahme auf der sicheren Seite
- Annahme Füllfaktor: $f=0,73$ t. Tab.2.2 EC3-1-11 (ASI, 2010)

Geometrische Werte Tragseil:

- Durchmesser: $d_{Kabel}=220\text{mm}$
- Fläche: $A_{Seil}=0,038\text{m}^2$
- Fläche inkl. Füllfaktor: $A_{m,Seil}=0,038*0,73=0,0277\text{m}^2$

Belastung:

- $N \approx 25255\text{kN} = 25,3\text{MN}$

Spannung im Kabel unter LK3:

- $f_{u,mean} = 1965/1,5 = 1310\text{N}/\text{mm}^2$
- $\sigma_{x,Kabel} = N * \gamma_F / A_{m,Kabel} = 25,3 * 1,4 / 0,0277 = 1279\text{N}/\text{mm}^2 < 1310\text{N}/\text{mm}^2$

5.5.1.10 Pylon Schrägkabelbrücke

Querschnittswerte Pylon an der Einspannung:

- Fläche: $A_{\text{Pylon}}=76,8\text{m}^2$
- Trägheitsmomente:
 - um X-Achse: $I_X=921,6\text{m}^4$
 - um Y-Achse: $I_Y=262,14\text{m}^4$
- Trägheitsradius:
 - um X-Achse: $i_X=3,46\text{m}$
 - um Y-Achse: $i_Y=1,85\text{m}$
- Knicklänge:
 - um X-Achse: $l_{k,X}=2*206\text{m}=412\text{m}$
 - um Y-Achse: $l_{k,Y}=2*206=412\text{m}$

Die Annahme der doppelten Einspannlänge als Knicklänge liegt vor allem in Richtung der schwachen Achse (in X-Richtung) weit auf der sicheren Seite, da der Pylon über die Seile und den Brückenträger gestützt und somit die Knicklänge verringert wird.

- Schlankheit Pylon:
 - $\lambda_X=l_{k,X}/i_X=412/3,46= 119$
 - $\lambda_Y=l_{k,Y}/i_Y=412/1,85= 223$ (Sichere Annahme)

Baustoff:

- Beton: C80/95
- Zylinderdruckfestigkeit: $f_{c,k}=8\text{kN}/\text{cm}^2$
- Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_c=1,5$

Druckbeanspruchung an der Einspannung aus LK3:

$$N_{\text{Pylon,LK3}}=224551\text{kN}\approx 225\text{MN}$$

Vereinfachend wird hier kein Stahlbeton- bzw. Spannbetonquerschnitt nachgewiesen. Es wird die Belastung aus Drucknormalkraft der Zylinderdruckfestigkeit des Pylonquerschnittes gegenübergestellt.

Druckspannungsnachweis lt. Eurocode 2 (ASI, 2015) inkl. Laststeigerungsfaktor $\gamma_F=1,4$:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,Pylon} &= \frac{N_{Pylon,LK3}}{A_{c,Pylon}} * \gamma_F = & 5.10 \\ &= \frac{225}{76,8} * 1,4 = \\ &\approx 4,1 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{8}{1,5} = 5,33 \frac{kN}{cm^2}\end{aligned}$$

Hinsichtlich der Normalspannung in Pylonrichtung weist dessen Querschnitt an der Einspannung bereits eine recht hohe Ausnutzung auf. Da ein detaillierter Beton-Querschnittsnachweis nicht Teil dieser Studie ist wird auf die Berücksichtigung weiterer Schnittgrößen oder eines vollständigen Stabilitätsnachweises, die den Ausnutzungsgrad erhöhen können, z.B.: durch Mitberechnung von Biege- und Torsionsmomenten, verzichtet. Für eine genauere Überprüfung des Pylonquerschnittes müssten Überlegungen bzgl. Vorspannung bzw. Bewehrung des Querschnittes, und vor allem hinsichtlich der angesetzten Lastfälle und Lastkombinationen angestellt werden, die nicht Teil dieser Studie sind.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Diplomarbeit zeigt das unterschiedliche Strukturverhalten von 3 möglichen Varianten für die Aussteifung einer schwimmenden Brücke am Beispiel des Sognefjordes in Norwegen. Um einen Überblick über die unterschiedlichen Lösungsmöglichkeiten für schwimmende und/oder abgesenkte Querungsbauwerke zu erhalten werden in Kapitel 2 bereits realisierte Projekte und speziell für den Sognefjord erstellte Querungskonzepte dargestellt und erläutert. Aus der Recherche geht hervor, dass in keiner der Studien eine unter Wasser positionierte Aussteifungskonstruktion für reine Schwimmbrücken näher untersucht wurde. Es gib jedoch bereits mehrere Patente, die sich diesem Thema widmen. Eines dieser Patente wurde an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton und Massivbau entwickelt und wird im Zuge dieser Arbeit mit den beiden anderen, in Kapitel 3 erläuterten Konzepten verglichen.

Um die drei unterschiedlichen Systeme direkt vergleichen zu können, werden zwei Berechnungsmodelle (Modell 1a-c, ohne Schrägkabelbrücke; Modell 2a-c, inkl. Schrägkabelbrücke; siehe Kapitel 5) erstellt, die sich nur durch die wesentlichen Merkmale der Patente voneinander unterscheiden. Die beiden Modelle gehen aus dem Entwurf einer Pontonbrücke in Kapitel 4 hervor. Für diesen Entwurf werden zunächst anhand einer an der TU Wien im Zuge eines Forschungsprojektes erstellten Parameterstudie die Abmessungen und Querschnitte der Tragwerksteile des Artificial Seabed festgelegt (siehe Kapitel 4.2). Die restliche notwendige Tragstruktur für den Auto- Fußgänger- und den Schiffsverkehr wird anhand von bereits realisierten Projekten und durch ingenieurtechnische Abschätzung der Machbarkeit der Querschnittsdimensionen gewählt (siehe Kapitel 4.3). Der notwendige Lichtraum für den Schiffsverkehr wird durch den Entwurf einer uferseitigen Schrägkabelbrücke realisiert.

Um die 3 Patente vergleichen zu können werden in Kapitel 4.3.2 vereinfachende Lastannahmen für die maßgebenden Belastungen aus Eigengewicht, Verkehr, Wind, Strömung und Schiffsanprall getroffen. In Kapitel 5 erfolgt dann der Vergleich der drei Patente anhand der zwei entwickelten Berechnungsmodelle.

Die Ergebnisse beweisen die in Kapitel 3 getätigte Aussagen, wonach das Patent der TU Wien Vorteile hinsichtlich der Normalkraftbeanspruchung der Tragseile hat. Durch die Aufnahme der Tragseil-Eigengewichtslasten von zusätzlichen Auftriebskörpern kann der

Seildurchhang auf einen Bruchteil gegenüber jenem des Patents von Aardal reduziert werden, was eine geringere Seilzugkraftbeanspruchung (Faktor 0,45) zur Folge hat.

Es stellt sich bei der Berechnung heraus, dass ein geringerer Seildurchhang nicht unmittelbar zu einer Erhöhung der Steifigkeit des Artificial Seabed führt, wie in den Werten der Horizontalverformungen in Kapitel 5 ersichtlich ist. Durch die zusätzlichen Auftriebskörper bietet das Modell der TU Wien mehr Angriffsfläche für Belastungen aus Wind und Strömung, wodurch die Struktur viel größere Horizontallasten aufnehmen muss. Die auftretenden horizontalen Verschiebungen des TU Wien-Modells sind, mit Ausnahme der LK3 (Wind) größer, als bei den beiden anderen Modellen (u.a. Faktor 5,9 gegenüber Modell 2-a Aardal, bzw. 2,4 gegenüber Modell 2-b Søreide). Diese Verschiebungen müssen aber auch in Relation zur Gesamtlänge der Brücke betrachtet werden, wodurch die Verformungen relativiert werden.

In Hinblick auf eventuell notwendige Instandsetzungen am Seilnetz hat die über den Fjord konstante Tiefe (Modell TU Wien) der Tragseile den Vorteil, dass Arbeiten nicht in einer Tiefe von bis zu ca. 55m durchgeführt werden müssen.

Die Variante der TU Wien bietet durch die kleineren Normalkräfte und den geringeren Seildurchhang ein ressourcenschonenderes Konzept gegenüber den Patenten von Aardal und Søreide. Die Auftriebskörper der Tragseile erhöhen wiederum den Komplexizitätsgrad der Konstruktion, wodurch mehr Ressourcen aufgewendet werden müssen. Anhand der Ergebnisse kann das Aussteifungskonzept der TU Wien als realistische Alternative für Strukturen zur Querung von Gewässern ohne Möglichkeit zur Bodenfundierung erachtet werden, die Potential für weiterführende Studien besitzt.

Für ein Projekt dieser Größenordnung mussten im Zuge dieser Arbeit einige vereinfachende Annahmen für den Entwurf und die Erstellung der Berechnungsmodelle getroffen werden, wodurch ein hohes Potential besteht, eine Vielzahl von Themen in weiterführenden Studien näher zu untersuchen. Beispielsweise könnte eine genauere Verifizierung der getroffenen Lastannahmen in Form eines Verkehrslastmodelles, basierend auf statistischen Auswertungen des örtlich tatsächlich vorhandenen Verkehrs, oder der Erstellung einer Windsimulation für die gesamte Struktur unter Berücksichtigung von lokalen Luftströmungseffekten erfolgen. Auch eine genauere Verifizierung der gewählten Querschnitte, oder die Ausbildung von Anschlüssen der Tragwerksteile für eine Optimierung des Tragwerksverhaltens könnte in weiteren Studien thematisiert werden. Ein Punkt, der in dieser Arbeit nur eingangs erwähnt wurde, dem aber in Zukunft große Bedeutung zukommen könnte, ist die Nutzung solch großer Bauwerk zur Energiegewinnung, beispielsweise aus Sonneneinstrahlung oder der am Fjord vorhandenen Wasserströmung.

Literaturverzeichnis

Aardal, K., 2005. *Anchor system for a pontoon*, Genf: World Intellectual Property Organization.

Aas-Jakobsen, 2005. *Nordhordland Bridge*, Oslo: AAS-Jakobsen.

Århus, G. H., 2016. *Analysis and Design of Ship Collision Barriers on a Submerged Floating Tunnel subjected to Large Ship Collisions*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Department of Marine Technology.

ASI, 2010. *ÖNORM EN 1993-1-11, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl*. 2010-06-01 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

ASI, 2011. *ÖNORM EN 1991, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. 2011-05-15 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

ASI, 2012. *ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. 2012-03-01 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

ASI, 2013. *ÖNORM EN 1990, Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung*. 2013-03-15 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

ASI, 2014. *ÖNORM EN 1993, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*. 2014-10-15 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

ASI, 2015. *ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2015-02-15 Hrsg. Wien: Austrian Standards Institute.

Bannor, 2011. *skyscrapercity.com*. [Online]
Available at: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1581612>
[Zugriff am 22 04 2018].

Brown, D. J., 1993. *Bridges: Three thousand years of defying nature*. s.l.:Reed International Books Ltd.

- Dllu/Wikimedia Commons, 2015. *Evergreen Point Bridge*, Seattle: s.n.
- DNV, 2007. *Recommend Practice DNV-RP-C205 - Environmental Conditions And Environmental Loas*. April 2007 Hrsg. Høvik: DNV.
- DNV, 2018. *rules.dnvgl.com*. [Online]
Available at: <https://rules.dnvgl.com/ServiceDocuments/dnvgl/#!/home>
[Zugriff am 22 04 2018].
- Ellevset, O., 2013. *Norwegian Coastal Highway Route E39 - Project Content and Overview*, Oslo: Norwegian Public Roads Administration.
- Ellevset, O. & Skorpa, L., 2011. *A feasibility study - How to cross the wide and deep Sognefjord*, Oslo: Norwegian Public Roads Administration.
- Fjeld, A., 2012. *Feasibility Study for crossing the Sognefjord - Submerged Floating Tunnel*, Trondheim: Reinertsen/Dr.techn.Olav Olsen.
- Gutierrez, S., 2012. *www.seattlepi.com*. [Online]
Available at: <https://www.seattlepi.com/local/transportation/article/Floating-bridges-of-the-world-2971885.php#photo-2509564>
[Zugriff am 14 04 2018].
- Jakobsen, S. E. et al., 2013. *Sognefjorden Feasibility Study of Floating Bridge*, Leikanger: Statens Vegvesen - Region Vest.
- Jakobsen, S. E. et al., 2013. *Concept development of a Sognefjord floating Bridge Crossing*, Bergen: Statens Vegvesen.
- Kollegger, J., Huber, P. & Kromoser, B., 2015. *Pontoon Bridge*, Genf: World Intellectual Property Organization.
- Kramarczik, B., 1984. *www.structurae.de*
- Mehlhorn, G., 2007. *Handbuch Brücken*. 2. Auflage Hrsg. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Modemann, J. & Thönnissen, .. K., 1979. *BAUINGENIEUR*. 54.Jahrgang Hrsg. Köln: Springer-Verlag.
- Mortini, A., 2010. *structurae.de*. [Online]
Available at: <https://structurae.de/fotos/20022-bergoeysund-bruecke>
[Zugriff am 15 04 2018].

- Nkensei/Wikimedia Commons, 2007. *structurae.de*. [Online]
Available at: <https://structurae.de/fotos/234772-yumemai-bruecke>
[Zugriff am 15 04 2018].
- Osterberg, J., 2015. *pemco.com*. [Online]
Available at: <https://pemco.com/blog/closed-drawspan-evokes-memories-of-the-bulge>
[Zugriff am 14 04 2018].
- Randrup-Thomsen, S. et al., 2013. *Bridge crossings at Sognefjorden - Ensuring technical feasible and safe solutions*, Oslo: Rambøll Denmark, Norwegian Public Roads Administration.
- Reiso, M. & Bjerås, M., 2017. *Artificial Seabed; a mooring concept for crossing lond and deep waterways*, Trondheim: Structural Engineering International.
- Schambeck, H., Foerst, H. & Honnefelder, N., 1979. *BAUINGENIEUR - Der Betonpylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Fluhe/Neuss-Uedesheim*. 54. Jahrgang Hrsg. München, Düsseldorf: Springer-Verlag.
- Solland, G., Haugland, S. & Gustavsen, J. H., 1993. *The Bergsøysund Floating Bridge, Norway*, Oslo: Structural Engineering International.
- Søreide, T., 2013. *Structure to anchor floating installations, and device of a floating bridge*, Genf: World Intellectual Property Organization.
- Washington State Department of Transportation, 1990. *World's First Concrete Floating Bridge*, Seattle: Washington State Department of Transportation.
- Washington State Department of Transportation, 2015. <http://www.wsdot.wa.gov>. [Online]
Available at: http://www.wsdot.wa.gov/NR/rdonlyres/DAC14D0F-3D75-4231-AEC8-CDD954851149/0/SR520_bridge_assembly_graphic_final.pdf
[Zugriff am 14 04 2018].
- Washington State Department of Transportation, 2017. *520history.org*. [Online]
Available at: <http://520history.org/1956-Present/EvergreenPtBridge/BridgeConstruction.htm>
[Zugriff am 14 04 2018].
- Washington State Department of Transportation, 2017. *SR 520 Floating Bridge and Landings Project*, Seattle: Washington State Department of Transportation.

Watanabe, E., 2003. *Floating Bridges: Past and Present*, Kyoto: Kyoto University.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Fährenverbindung Lavik - Ytre Oppedal.....	2
Abbildung 2-1: Galata-Brücke in Istanbul (Kramarczik, 1984).....	5
Abbildung 2-2: Lace V. Murrow Floating Bridge (Gutierrez, 2012).....	6
Abbildung 2-3: Hebevorrichtung Evergreen Point Bridge (Osterberg, 2015).....	6
Abbildung 2-4: Evergreen Point Bridge (Dllu/Wikimedia Commons, 2015).....	7
Abbildung 2-5: Evergreen Point Bridge (Washington State Department of Transportation, 2017)	8
Abbildung 2-6: Brückenmodell (Washington State Department of Transportation, 2017)	8
Abbildung 2-7: Grundriss Pontonanordnung (Washington State Department of Transportation, 2015)	9
Abbildung 2-8: Längspontons (Links), Querpontons (Mitte), Stabilisierungspontons (Rechts) (Washington State Department of Transportation, 2017)	9
Abbildung 2-9: Pontonverankerung Stahlkabel (Washington State Department of Transportation, 2017)	9
Abbildung 2-10: Verankerungstyp 1 (Washington State Department of Transportation, 2017)	10
Abbildung 2-11: Verankerungstyp 2 (Washington State Department of Transportation, 2017)	10
Abbildung 2-12: Verankerungstyp 3 (Washington State Department of Transportation, 2017)	10
Abbildung 2-13: Betonfertigteil Fahrbahnplatte (Washington State Department of Transportation, 2017)	11
Abbildung 2-14: Betonstützen und –träger (Washington State Department of Transportation, 2017)	11
Abbildung 2-15: Grundriss und Ansicht Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993)	12
Abbildung 2-16: Querschnitt Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993).....	12
Abbildung 2-17: Einbau des beweglichen Stahlrohres am Auflager (Solland, et al., 1993)	13
Abbildung 2-18: Bergsøysund Brücke (Solland, et al., 1993).....	14
Abbildung 2-19: Nordhordland Brücke (Aas-Jakobsen, 2005).....	14
Abbildung 2-20: Querschnitt und Draufsicht Ponton/Überbau (Aas-Jakobsen, 2005)	15

Abbildung 2-21: Yumemai Brücke (Nkensei/Wikimedia Commons, 2007).....	16
Abbildung 2-22: Schwimmende Brücke auf Single-Pontons ("Bucket Handle Alternative") (Ellevset & Skorpa, 2011).....	19
Abbildung 2-23: Prinzipskizze, getrennte Brückenüberbauten mit Fußgängerweg in der Mitte (Ellevset & Skorpa, 2011)	20
Abbildung 2-24: Schwimmende Pontonbrücke mit Schrägkabelbrücke (Ellevset & Skorpa, 2011)	20
Abbildung 2-25: Darstellung Hybridkonzept (Århus, 2016).....	22
Abbildung 2-26: Grundriss Hybridkonzept (Reiso & Bjerkås, 2017)	22
Abbildung 2-27: Schiffsanprallbarriere (Århus, 2016).....	23
Abbildung 2-28: Auflagerkonstruktion am Ufer (Reiso & Bjerkås, 2017).....	24
Abbildung 2-29: Variante mit Tunnelröhren in Y-Form (Ellevset & Skorpa, 2011)	25
Abbildung 2-30: Darstellung Tunnelröhre (Y-Form) (Ellevset & Skorpa, 2011)	25
Abbildung 2-31: Draufsicht über Wasser (Fjeld, 2012)	28
Abbildung 2-32: Längsschnitt (Fjeld, 2012).....	28
Abbildung 2-33: Draufsicht unter Wasser (Fjeld, 2012)	29
Abbildung 2-34: Querschnitt Tunnel (Fjeld, 2012).....	29
Abbildung 2-35: Querröhren (Fjeld, 2012).....	30
Abbildung 2-36: Querschnitt inkl. Ponton, Abhängung und Tunnelröhren (Fjeld, 2012)	30
Abbildung 2-37: Sollbruchstelle Schiffsanprall ("Weak Link") (Fjeld, 2012).....	31
Abbildung 2-38: Längsschnitt Übergangsbauwerk (Fjeld, 2012).....	31
Abbildung 2-39: Querschnitte Übergangsbauwerk (Fjeld, 2012).....	31
Abbildung 2-40: Abgesenkter schwimmender Einzeltunnel mit Uferverankerung (Ellevset & Skorpa, 2011)	32
Abbildung 2-41: Hängebrücke (Ellevset & Skorpa, 2011).....	33
Abbildung 2-42: : Längsschnitt (Jakobsen, et al., 2013).....	34
Abbildung 2-43: Darstellung Kabelverankerung (Jakobsen, et al., 2013)	35
Abbildung 2-44: Pontonquerschnitt (Jakobsen, et al., 2013).....	36
Abbildung 2-45: Ansicht Pylon (Jakobsen, et al., 2013).....	37
Abbildung 2-46: Querschnitt Überbau (Jakobsen, et al., 2013).....	38
Abbildung 2-47: Hängebrücke mit Pontons (Jakobsen, et al., 2013)	38
Abbildung 3-1: Ansicht und Grundriss, Variante 1a (Aardal, 2005)	40
Abbildung 3-2: Ansicht und Grundriss ,Variante 1b (Aardal, 2005).....	41
Abbildung 3-3: Ansicht und Grundriss, Variante 1c (Aardal, 2005)	41
Abbildung 3-4: Ansicht und Grundriss, Variante 2 (Aardal, 2005).....	42

Abbildung 3-5: Längsschnitt, Variante 3 (Aardal, 2005).....	42
Abbildung 3-6: Grundriss, Variante 3 (Aardal, 2005)	43
Abbildung 3-7: Variante Haupttragseil (Søreide, 2013).....	44
Abbildung 3-8: Darstellung Verbindung Ponton – Haupttrgseil (Søreide, 2013)	45
Abbildung 3-9: Axonometrie und Grundriss Konzept Søreide (Søreide, 2013)	45
Abbildung 3-10: Darstellung Konzept Søreide (Søreide, 2013)	46
Abbildung 3-11: Grundriss und Längsschnitt II, Variante 1a (Kollegger, et al., 2015)	49
Abbildung 3-12: Querschnitt V, Variante 1a (Kollegger, et al., 2015).....	49
Abbildung 3-13: Grundriss, Variante 1b (Kollegger, et al., 2015)	50
Abbildung 3-14: Querschnitt VI, Variante 1b (Kollegger, et al., 2015)	50
Abbildung 3-15: Grundriss, Variante 1c (Kollegger, et al., 2015).....	51
Abbildung 3-16: Alternativer Querschnitt VII, Variante 1c (Kollegger, et al., 2015)	51
Abbildung 3-17: Grundriss und Längsschnitt IX, Variante 2 (Kollegger, et al., 2015)	52
Abbildung 3-18: Querschnitt X, Variante 2 (Kollegger, et al., 2015)	52
Abbildung 3-19: Grundriss, Variante 3 (Kollegger, et al., 2015)	53
Abbildung 3-20: Querschnitt XII, Variante 3 (Kollegger, et al., 2015).....	53
Abbildung 3-21: : Grundriss, Variante 4 (Kollegger, et al., 2015)	54
Abbildung 4-1: Grundriss Artificial Seabed (Parameterstudie)	58
Abbildung 4-2: Geometrie Pontonbrücke (Parameterstudie).....	60
Abbildung 4-3: Schnitt 2-2, Pontonbrücke (Parameterstudie).....	60
Abbildung 4-4: Vorspannung Tragseile (Parameterstudie).....	67
Abbildung 4-5: Windlast Pontonbrücke (Parameterstudie).....	67
Abbildung 4-6: Strömungslasten Pontonbrücke (Parameterstudie).....	68
Abbildung 4-7: LF5a, Schiffsanpralllast in Fjordmitte (Parameterstudie)	68
Abbildung 4-8: Draufsicht Berechnungsmodell (Parameterstudie)	69
Abbildung 4-9: Ergebnisse bei Variation des Tragseilstiches f [m] (Parameterstudie)	72
Abbildung 4-10: Ergebnisse bei Variation der Tragseilvorspannung σ_P [N/mm ²] (Parameterstudie)	74
Abbildung 4-11: Ergebnisse bei Variation des Tragseildurchmessers D [mm] (Parameterstudie)	76
Abbildung 4-12: Ergebnisse bei Variation des Querverbindungsseildurchmesser d [mm] (Parameterstudie)	78
Abbildung 4-13: Querschnitt Brückenträger bei Ponton-Brücke	83

Abbildung 4-14: Querschnitt Brückenpfeiler.....	83
Abbildung 4-15: Ponton Brücke (ohne Seilnetz).....	84
Abbildung 4-16: Ponton Brücke (inkl. Seilnetz)	85
Abbildung 4-17: Ponton Tragseil (ohne Seilnetz)	86
Abbildung 4-18: Pontons Tragseil (inkl. Seilnetz)	86
Abbildung 4-19: Brücke in Fjordmitte (inkl. Seilnetz)	87
Abbildung 4-20: Verhalten der Brücke bei Schiffsanprall	88
Abbildung 4-21: Geländeprofil der Fjordufer	89
Abbildung 4-22: Längsansicht Rheinbrücke (Modemann & Thönnissen, 1979).....	89
Abbildung 4-23: Betonpylon Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe (Modemann & Thönnissen, 1979)	90
Abbildung 4-24: Pylonquerschnitt Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe (Modemann & Thönnissen, 1979)	90
Abbildung 4-25: Geometrie Pylon Schrägkabelbrücke.....	91
Abbildung 4-26: Längsschnitt Schrägkabelbrücke	92
Abbildung 4-27: Perspektive, Tragstruktur der Pontonbrücke.....	93
Abbildung 4-28: Perspektive Pontonbrückenentwurf.....	94
Abbildung 4-29: Perspektive Pontonbrückenentwurf.....	95
Abbildung 4-30: Nummerierung Kabel	97
Abbildung 4-31: Lastfall Verkehr-voll, Lastmodell 1 lt. EC 1-2	98
Abbildung 4-32: Lastfall Verkehr-halbseitig, Lastmodell 1 lt. EC 1-2	98
Abbildung 4-33: Laststellung Verkehr-voll, max. Durchbiegung/max. Feldmoment	99
Abbildung 4-34: Laststellung Verkehr-voll, max. Auflagerkraft	99
Abbildung 4-35: Geometrie Brückenträger	100
Abbildung 4-36: Geometrie Brückenpfeiler.....	101
Abbildung 4-37: Geometrie Ponton Brücke.....	101
Abbildung 4-38: Geometrie Ponton Tragseil	102
Abbildung 4-39: Windlasten auf Brückenträger, a) Draufsicht BT, b) Ansicht-Quer BT-BP-PB	104
Abbildung 4-40: Windlast auf Pontons, a) Draufsicht, b) Ansicht-Quer.....	105
Abbildung 4-41: Windlast auf Pylon, Ansicht-Quer	105
Abbildung 4-42: Seilnetz (inkl. Pontons) - Modell 2.....	108
Abbildung 4-43: Strömungslast auf Seile, a) LF-symmetrisch, b) LF-antimetrisch	108
Abbildung 4-44: Strömungslast auf Pontons, a) Draufsicht b) Ansicht-Quer.....	109

Abbildung 4-45: Draufsicht Schiffsanpralllast, a) ca. in Fjordmitte, b) ca. im 4tel Punkt	110
Abbildung 4-46: Ansicht-Quer Schiffsanpralllast	111
Abbildung 5-1: Koordinatensystem schwimmende Brücke, a) Draufsicht, b) Ansicht-Quer	112
Abbildung 5-2: Lagerung Brückenträger am Ufer	113
Abbildung 5-3: Draufsicht Modell 1-a	118
Abbildung 5-4: Perspektive Modell 1-a	118
Abbildung 5-5: Draufsicht Modell 1-c	119
Abbildung 5-6: Perspektive Modell 1-c	119
Abbildung 5-7: Ansicht-Längs Modell 2-c	123
Abbildung 5-8: Perspektive Modell 2-c	123

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Typen schwimmender Brücken und Tunnel (Watanabe, 2003)	4
Tabelle 2-2: Galata und Lacey V. Murrow Brücke (Watanabe, 2003)	7
Tabelle 2-3: Bergsøysund und Nordhordland Brücke (Watanabe, 2003)	16
Tabelle 2-4: Yumemai Brücke (Watanabe, 2003)	16
Tabelle 2-5: 3 Strukturtypen (Ellevset & Skorpa, 2011)	18
Tabelle 2-6: Themen für weiterführende Studien (Ellevset & Skorpa, 2011)	26
Tabelle 4-1: Horizontale Verformung U_y [mm]	70
Tabelle 4-2: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	71
Tabelle 4-3: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	71
Tabelle 4-4: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)	71
Tabelle 4-5: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	73
Tabelle 4-6: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	73
Tabelle 4-7: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)	73
Tabelle 4-8: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	75
Tabelle 4-9: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	75
Tabelle 4-10: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)	75
Tabelle 4-11: Globale Verformung U [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	77
Tabelle 4-12: Horizontale Verformung U_y [mm] des Artificial Seabed (Parameterstudie)	77
Tabelle 4-13: Maximale Normalkraft N_k [kN] im Tragseil (Parameterstudie)	77
Tabelle 4-14: Gewählte Parameter Artificial Seabed	81
Tabelle 4-15: Anspannkräfte Kabel-Schräggabelbrücke	97
Tabelle 5-1: : Horizontalverformung u_y [cm] des Brückenträgers	120
Tabelle 5-2: Horizontalverformung u_y [cm] der Tragseile	120
Tabelle 5-3: Normalkraft N [MN] der Tragseile	120
Tabelle 5-4: Horizontalverformung u_y [cm] des Brückenträgers	124
Tabelle 5-5: Horizontalverformung u_y [cm] der Tragseile	124
Tabelle 5-6: Normalkraft N [MN] der Tragseile	124