

Lange overspanningen in geprefabriceerd beton

Een onderzoek naar de mogelijkheden om langere overspanningen,
tot 100 meter, mogelijk te maken in geprefabriceerd beton



Twan Boelders

Master Thesis

2019

Voorpagina: een impressie van een mogelijke overspanning van het Amsterdam-Rijnkanaal nabij Utrecht met behulp van een 100 meter lange samengestelde liggerbrug.

Lange overspanningen in geprefabriceerd beton

**Een onderzoek naar brugoplossingen om langere overspanningen,
tot 100 meter, mogelijk te maken in geprefabriceerd beton**

Building Larger Bridge Spans in Prefabricated Concrete

**A study on a possible design to build larger bridge spans, up to 100 meters, in
prefabricated concrete**

By:

T.J.B. (Twan) Boelders

in partial fulfilment of the requirements for the degree of

Master of Science
in Civil Engineering

at the Delft University of Technology,
to be defended publicly on Monday July 1, 2019 at 16:00

Thesis committee:	Dr. ir. C. van der Veen,	TU Delft, Chairman
	Prof. ir. A.Q.C. van der Horst,	TU Delft
	Ir. J.M. Houben	TU Delft
	Ir. C. Quartel	Consolis Spanbeton
	Ir. E. van Vliet	Consolis Spanbeton

An electronic version of this thesis is available at <http://repository.tudelft.nl/>.

Voorwoord

Dit onderzoek naar het bouwen van langere overspanningen in prefab beton is uitgevoerd als afstudeeronderzoek van het masterdiploma Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Het onderzoek is uitgevoerd als ontwerpdracht om een oplossing te vinden om lange overspanningen in prefab beton mogelijk te maken waarbij is steeds een brugdekoplossing voor een overspanning van 100 meter als doel aangehouden. Dit rapport beschrijft hoe het uiteindelijke ontwerp tot stand is gekomen en welke alternatieve varianten zijn afgefallen.

Ik wil Spanbeton bedanken voor de mogelijkheid om dit onderzoek te voeren. Ondanks dat het er veel werk verzet moest worden, is het een leuke en zeer interessante opdracht gebleken die mij de kans heeft gegeven om te groeien als (toekomstig) ingenieur. Ik wil ook alle medewerkers van Spanbeton, zowel van het hoofdkantoor als van de fabriek, bedanken voor de hulp die ik de afgelopen maanden heb mogen ontvangen. Zonder deze hulp zou het doel, het ontwerpen van een overspanning van 100 meter, niet gehaald zijn. De gesprekken die ik de afgelopen maanden heb mogen voeren over de verschillende aspecten van betonnen bruggen hebben een groot deel van de inspiratie gevormd voor de verschillende varianten en de ontworpen brugdekoplossing.

Ik wil de constructeurs en tekenaars van het ingenieurbureau van Spanbeton bedanken voor hun hulp en bereidheid om de meest uiteenlopende vragen over de brugconstructies van Spanbeton te beantwoorden. De gesprekken en discussies die ik heb mogen voeren met de constructeurs over verschillende rekenmethode hebben mij op een nieuwe en systematische manier naar (beton)constructies leren kijken. Ook wil ik Wim van der Meijden van het transportbedrijf Van der Meijden bedanken voor de hulp en het meedenken over het transport van prefab betonnen liggerdelen van het ontwerp.

Ik wil hierbij ook de commissieleden namens Spanbeton, Kees Quartel en Evert van Vliet bedanken. Het enthousiasme en de open blik waarmee ze de ontworpen oplossingen tegemoet traden hebben bijgedragen aan een mijn motivatie om het onderzoek en ontwerp nog beter te maken.

Tenslotte wil ik ook de commissieleden van de TU Delft bedanken. Allereerst wil ik de voorzitter van de afstudeercommissie, Cor van der Veen, bedanken voor het beantwoorden van mijn vragen en voor het meedenken over de te volgen rekenmethode. Ik wil Aad van der Horst bedanken voor de kritische vragen die gesteld werden na aanleiding van mijn werk. Deze waren niet altijd eenvoudig om te beantwoorden, maar hebben een onmisbare bijgedragen geleverd aan een beter onderzoek en een beter ontwerp voor de brugoplossing. Tenslotte wil ik Lambert Houben bedanken voor zijn werk als afstudeercoördinator en als vervanger van Dick Hordijk.

Ik wens de lezer veel leesplezier en ik hoop dat het rapport als inspiratie dient om nog betere en natuurlijk vooral ook langer brugoverspanningen in prefab beton te bouwen.

Twan Boelders

Koudekerk aan den Rijn, 14 juni 2019

Samenvatting

In het dichtbevolkte Nederland met een druk bereden weg- en spoornetwerk moeten steeds meer wegen verbreed en uitgebreid. De groter wordende wegbreedte vraagt om brugoplossingen die steeds grotere overspanningen kunnen overbruggen, maar ook brugoplossingen die met weinig hinder voor het kruisend verkeer gebouwd kunnen worden. Ook heeft Rijkswaterstaat de wens om tussensteunpunten te voorkomen om zo de snelweg onder het brugdek vrij indeelbaar te maken.

De huidige oplossing om een brugdek te bouwen over een snelweg met minimale hinder tijdens het bouwproces is een brugdek opgebouwd uit voorgespannen betonnen prefab liggers. Voor overspanningen groter dan 60 meter worden de liggers echter te zwaar en te lang om deze eenvoudig over de weg naar de bestemming te vervoeren. De bestaande liggersystemen lopen dus tegen de grenzen aan wat betreft de maximale overspanning. Het doel van het onderzoek is om een prefab brugdekoplossing te vinden waarmee een grote overspanningen tot ongeveer 100 meter mogelijk zijn. Een dergelijke brugdekoplossing kan dan ook gebruikt worden voor het overspannen van kanalen of kleine rivieren.

De bestaande bruggen met een overspanning groter dan 60 zijn voornamelijk gebouwd over het water en niet over snelwegen. De belangrijkste concurrerende oplossing voor overspanningen van 60 tot 100 meter is een stalen boogbrug of een stalen vakwerkbrug. Oplossingen in beton worden voor deze overspanningen niet veel toegepast. De belangrijkste nadelen van de alternatieve in staal zijn de relatief hoge kostprijs en de gevoeligheid voor vermoeiingsschade door het vrachtverkeer.

Voor de brugdekoplossing is een programma van eisen, wensen en randvoorwaarden opgesteld. Hierin is bepaald dat de oplossing geschikt moet zijn als kanaalbrug of als snelwegviaduct. De oplossing moet een zo eenvoudig mogelijke bouwmethode hebben met zo weinig mogelijk hinder voor het kruisende verkeer. De oplossing moet ook geschikt zijn voor fabrieksmatige productie, vergelijkbaar met de bestaande liggeroplossingen. Ook moet de ligger een zo laag mogelijke integrale kostprijs hebben. Tenslotte is een lage constructiehoogte van groot belang om hoge kosten voor de op- en afritten te vermijden en om de geprefabriceerde delen te kunnen transporteren over de openbare weg.

Met het opgestelde programma van eisen, wensen en randvoorwaarden is een variantenstudie uitgevoerd naar 4 mogelijk type oplossingen: een liggerbrug waarbij de ligger opgedeeld zijn in meerdere liggerdelen, een segmentbrug, een boogbrug en een vakwerkbrug. De boog- en vakwerkbrug bleken geen geschikte oplossingen omdat hier geen geschikte bouwmethode voor beschikbaar is. Voor de segmentbrug bleek ook alleen een geschikte bouwmethode te hebben indien er veel overspanningen achter elkaar worden gebouwd en er van een portaal constructie (launching gantry) gebruik gemaakt kan worden. Ook bleken deze varianten minder geschikt voor brede brugdekken, omdat dan de segmenten niet voldoende maatvast geproduceerd kunnen worden.

De variant waarbij de liggers in liggerdelen worden geproduceerd en getransporteerd bleek de meest geschikte oplossing, de samengestelde liggerbrug zoals deze is genoemd wordt opgebouwd uit drie liggerdelen om een lange ligger te vormen. De variant kan gebouwd worden met relatief weinig hinder voor het kruisende verkeer. Ook is de vormvrijheid goed, brugdekken met een scheve kruisingshoek en in veel verschillende breedtes zijn mogelijk.

Het ontwerp van deze samengestelde liggerbrug is vervolgens verder ontworpen en getoetst op de haalbaarheid. Een overspanning van 100 meter is mogelijk met een constructiehoogte van 3 meter. Deze relatief lage constructiehoogte is mogelijk door het gebruik van hogesterktebeton en door de goede dwarsspreiding van het brugdek. De liggerdelen van een dergelijke overspanning kunnen getransporteerd worden over de openbare weg, maar dit zal door de grote hoogte en het grote gewicht niet eenvoudig zijn. Ook kortere overspanningen zijn mogelijk, voor een overspanning van 80 meter is een constructiehoogte van 2,1 meter voldoende.

Een globale kostenberekening laat zien dat de oplossing relatief duur is vergeleken met de bestaande liggeroplossing, maar goedkoper kan zijn dan de bestaande oplossingen in staal. Aanbevolen wordt om het onderzoek naar de samengestelde liggerbrug voort te zetten, omdat de mogelijk lager kostprijs en de goede vormvrijheid vergeleken met bestaande oplossingen ervoor zorgen dat de samengestelde liggerbrug zeker kansrijk is om groter overspanningen in prefab beton mogelijk te maken.

Abstract

The Netherlands is a densely populated country with a congested road and railway network. Therefore more and more highways are widened and expanded. These wider highways create a demand for bridges which are suited for longer spans. These bridge designs should be constructed with a minimum of hindrance to the other traffic. The Dutch agency responsible for the construction and maintenance of highways, Rijkswaterstaat, also wishes to reduce the number of intermediate supports so the space underneath a viaduct can be used more free by the traffic lanes.

The currently most used solution to build a highway overpass without disrupting the traffic too much is a concrete viaduct consisting of prefabricated prestressed concrete bridge beams. But for spans longer than 60 meters those beams become too long and too heavy for transport by truck to the building site. Therefore the currently in use bridge solutions are reaching the maximum distance to which it can be built. The primary goal of this report is to find a concrete bridge solution with which it is possible to construct longer bridge spans in prefabricated concrete up to 100 meters. With such a bridge solution it is also possible to span a waterway or a small river in the Netherlands.

Most existing bridges in the Netherlands, with a span larger than 60 meters are built over water and not over highways. The currently most used solutions for a bridge with a span of 60 to 100 meters is a steel truss bridge or a steel tied arch bridge. The biggest drawbacks of these steel bridges are the high cost price and a high fatigue sensitivity. Another option used to build these bridge spans in the Netherlands is an in situ concrete box girder bridge, the main drawback of this solution is the long construction time.

Another conclusion that can be drawn about these existing bridges in the Netherlands is the lack of a standardized design for these bridges. If a standardized design is possible, reducing the costs of these bridges will possibly take place.

To make it possible to design a bridge solution a representative situation is determined where a bridge with a span of 100 meters can be applied. With this situation also the loads acting on the bridge deck are determined. The bridge deck in this situation is 17,8 meters wide so 3 traffic lanes and a hard shoulder will fit on it.

A program of requirements is composed for the design of this bridge solution. The design of the solution satisfies the following requirements:

1. The design should be suitable for a bridge span over highways as well as over waterways. The bridge should be able to withstand the loads determined for the representative situation.
2. The solution should be suited for industrial production in a precast concrete factory, comparable to the current beam bridge solutions. The total cost price of the solution should be as low as possible.
3. The design should be adjustable for bridge decks with different widths

The design should also aspire to satisfy the following points:

1. The construction should be as efficient as possible, with the minimal possible use of materials like concrete and steel.
2. The design should be easy to produce in a precast concrete factory.
3. A wide variety of bridge deck shapes should be possible with the design.
4. The precast elements should be easy to transport by truck to the building site.
5. The design should be easy to build with the least possible hindrance at the building site.
6. The design should be as sustainable as possible.
7. The total costs of the solution, including for example maintenance, should be as low as possible.

To make sure the precast elements can be transported by truck to the building site, the element should not be higher than 3,2 meters, weigh no more than 170 ton and have a

maximum length of 60 meters. These maximum dimensions are depending on each other and are influenced by the route to the building site.

Four different possible bridge designs are researched: A beam bridge in which the beams are produced and transported in multiple sections, a precast segmental bridge, an arch bridge and a truss bridge. For all four types of bridges different solutions for parts of the construction are sketched and analyzed.

The arch and truss bridge are not a suitable solution because there is no easy building method available for both types of bridges. Segmental bridge is also not a suitable solution because the only building methods available with a minimum of hindrance for other traffic, construction with a so called launching gantry, is only a good method if multiple spans are constructed directly after each other. This solution is also less suitable for wide bridge decks because wide segments are either too heavy for transport or the segments are too slender and therefore they will bend during the casting process.

The solution in which beams are produced in different beam parts is the most suitable solution. In this type of bridge the 100 meter long beam is divided in 3 parts to form a complete beam of 100 meters. These beam parts can be transported to the building site by truck. Near the building site the beams will be joined together to form a complete beam. This solution can be constructed with relative small hindrance for the other traffic if the complete beam is placed with large cranes. Another building method is also possible, in this case the beam will be joined while it is placed on temporary supports above the highway. This bridge solution is relatively flexible in the shapes of bridge decks that can be constructed, skew bridges and wide bridge decks are both possible.

The prestressed beams of this bridge have an I-shaped cross-section. In the transversal direction the top and bottom flange are prestressed against each other to form a stiff bridge deck. The prestressing in the transversal direction is done with external tendons which are anchored in the edge beams. The beam parts of this bridge are all prestressed in the precast concrete factory with pre-tensioned steel. To connect the beam part together prestressing with post-tensioned steel is used. This prestressing is anchored in the two end beam parts at different positions to prevent tensile stresses in the top of the beam near the supports. The webs of the I shaped beams are reinforced with ribs to increase the bending stiffness

With this design a span of 100 meters is possible with a construction height of only 3 meters. This relatively slender design is possible because high strength concrete is used and because the bridge deck is designed to spread the traffic load efficiently over the full width of the bridge deck. The beam parts of this bridge can be transported by truck to its destination. But this won't be easy because of the height and weight of the prefabricated beam parts. Shorter spans are also possible, for example an 80 meter span is possible with a construction height of 2,1 meters.

A rough cost estimation shows that the designed solution is expensive compared to existing concrete beam bridges. The cost price is for a large part determined by the chosen construction method, if the beam is joined on temporary supports the cost price will be less. Compared to existing solutions it is possible that the designed solution has a lower cost price compared to existing solutions in steel. It is advised to continue the research to and development of the bridge design because of the possible lower cost price and because with this solution bridge deck can be constructed which now cannot easily be built with existing solutions.

Inhoudsopgave

Voorwoord	1
Samenvatting	3
Abstract	5
Inhoudsopgave	7
1. Inleiding	10
1.1 Spanbeton	10
1.2 Onderzoeksopdracht	10
1.3 Analyse van het probleem	11
1.4 Onderzoeksdoel	12
1.5 Leeswijzer	14
2. Bestaande brugoplossingen	16
2.1 Viaducten over de snelwegen	16
2.2 Stalen boogbrug	16
2.3 Stalen vakwerkbruggen	17
2.4 Stalen Liggerbruggen	18
2.5 Betonnen kokerbrug	18
2.6 Andere oplossingen	19
2.7 Geen standaardisatie	20
2.8 Maximale overspanning	20
2.9 Mogelijke voordelen voor een prefab betonnen oplossing	21
2.10 Mogelijke nadelen van prefab betonnen oplossing	22
3. Toepassingssituaties	24
3.1 Algemeen	24
3.2 Omschrijving van de toepassingssituaties	24
3.3 Normen en richtlijnen	26
3.4 Omschrijving van het brugdek	27
3.5 Systeem grenzen	28
3.6 Belastingen op het brugdek	28
4. Eisen, wensen en randvoorwaarden	34
4.1 Eisen	34
4.2 Wensen	34
4.3 Randvoorwaarde	35
4.4 Maximale constructiehoogte	38
5. Opzet van de variantenstudie	40
5.1 Samengestelde ligger- en segmentbrug	40
5.2 Boog- en vakwerkbrug	42
5.3 Bestaande bruggen	42
5.4 Uitwerking van de deelvarianten	46

6.	Samengestelde liggerbrug	47
6.1	Algemeen	47
6.2	Aantal liggerdelen	47
6.3	Liggerprofiel	50
6.4	Liggerkoppeling	57
6.5	Transport en montage	62
6.6	Samengestelde varianten van de samengestelde liggerbrug	64
7.	Segmentbrug	68
7.1	Algemeen	68
7.2	Segmenten	68
7.3	Voegen tussen de segmenten	71
7.4	Voorspanning in de lengterichting	72
7.5	Voorspanning in de dwarsrichting	75
7.6	Transport en montage	76
7.7	Samengestelde varianten van segmentbrug	78
8.	Boog- en vakwerkbrug	81
8.1	Algemeen	81
8.2	Randconstructie	81
8.3	Prefab staven	83
8.4	Koppeling tussen de staven	84
8.5	Brugdek	87
8.6	Verbinding brugdek randconstructie	89
8.7	Transport en montage	90
8.8	Samengestelde variant van de boog- en vakwerkbrug	91
9.	Analyse van de varianten	93
9.1	Variant 1: 3-delige samengestelde liggerbrug	93
9.2	Variant 2: 5-delige samengestelde liggerbrug	97
9.3	Variant 3: Kokersegment met gecombineerde voorspanning	99
9.4	Variant 4: Ruimte vakwerk segment met externe voorspanning	102
9.5	Variant 5: Staal en beton vakwerk	105
9.6	De multicriteria-analyse	107
9.7	Evaluatie van de multicriteria-analyse	107
9.8	Evaluatie van de variantenstudie	108
9.9	Conclusie van de variantenstudie	108
10.	Het ontwerp van de samengestelde liggerbrug	112
10.1	Ontwerp van het brugdek	113
10.2	Productie	135
10.3	Transport	137
10.4	Bouwmethode	138
11.	Rekenmethode voor de samengestelde liggerbrug	150
11.1	Lijst met gebruikte symbolen	150
11.2	Berekeningswijze	153
11.3	Belastingen op de constructie	154
11.4	Eigengewicht van de ligger	155

11.5	Krachtenverdeling berekening	155
11.6	Lokale effecten	163
11.7	Krachten op de ligger	169
11.8	Belastingcombinaties voor het toetsen van de ligger	174
11.9	Toetsen van de ligger	175
11.10	Stootbelastingen tegen het brugdek	203
12.	Evaluatie van de samengestelde liggerbrug	205
12.1	Eigenschappen van de samengestelde liggerbrug	205
12.2	Haalbaarheid van een overspanning van 100 meter	207
12.3	Openstaande problemen	211
12.4	Mogelijke optimalisaties van het ontwerp	212
12.5	Kosten	214
12.6	Discussie	216
13.	Conclusie en aanbevelingen	219
13.1	Conclusie	219
13.2	Aanbevelingen	220
	Literatuurlijst	223
	Afbeeldingenlijst	226
	Bijlage	228
	Bijlage A - Test constructiehoogte	228
	Bijlage B1 - Eigengewicht 3 liggerdelen	230
	Bijlage B2 - Ligger koppeling met voorspanstaven	230
	Bijlage B3 - Vakwerkcombinatiekoker en D_{55}	232
	Bijlage B4 - Eigengewicht 5 liggerdelen	232
	Bijlage B5 - Eigengewicht segmenten variant 3	234
	Bijlage B6 - Eigengewicht segmenten variant 4	234
	Bijlage B7 - Gevolgen openklappen voegen	235
	Bijlage B8 - Dwarsspreiding van de Combinatie kokerligger	236
	Bijlage B9 - Voorspanning in de 3-delige ligger	237
	Bijlage B10 - Gevolgen in-situ druklaag	238
	Bijlage C1 - Berekening torsie- en afschuifstijfheid	240
	Bijlage C2 - Excel berekening 100 meter randligger	242

1. Inleiding

Nederland is een dichtbevolkt land met een dicht en druk bereden weg- en spoornetwerk. De groeiende economie en bevolking vragen om een continue verbetering van de infrastructuur. Daarvoor worden steeds meer wegen verbreed en uitgebreid. Deze groei van de totale wegbreedte vraagt om brugoplossingen die grote overspanningen kunnen overbruggen, maar ook brugoplossingen die weinig hinder geven tijdens het bouwproces en dit alles tegen een minimale kostprijs.



Figuur 1-1 knooppunt Oudenrijn, een verkeersknooppunt nabij Utrecht.

Voor de kleine en middelgrote overspanningen tot 60 meter is vaak gekozen voor gewapend of voorgespannen beton als constructiemateriaal. Deze constructies zijn globaal in te delen in twee categorieën naar bouwmethode: geprefabriceerde betonnen viaducten die vaak met liggersystemen worden gebouwd en in-situ betonnen viaducten. Waarbij het laatste type vooral gekozen wordt als het bouwen geen hinder geeft voor het verkeer, zoals bij een nieuw aan te leggen snelweg. De prefab oplossing wordt vaak gekozen als de hinder voor kruisend verkeer zo min mogelijk moet zijn, bijvoorbeeld bij een nieuw viaduct over een in gebruik zijnde snelweg. Deze prefab viaducten worden veelal gebouwd met gestandaardiseerde liggers.

1.1 Spanbeton

Een van de producenten van voorgespannen betonnen liggers is Spanbeton. Deze liggers worden geproduceerd in de eigen fabriek in Koudekerk aan den Rijn. De ligger worden voorgespannen met voorgerekt staal. Hiervoor worden de voorspanstrengen gespannen op de spanbaan, waarna het beton in de bekisting gestort wordt. Er is dus een directe aanhechting tussen het voorspanstaal en het beton. Het bedrijf Spanbeton is actief in Nederland en België, maar de voornaamste afzetmarkt is Nederland. Dit onderzoek is uitgevoerd bij en in samenwerking met Spanbeton.

1.2 Onderzoeksopdracht

Vanuit Spanbeton kwam de vraag om te kijken naar prefab betonnen overspanningen groter dan 60 meter, om te onderzoeken hoe een grotere overspanning dan deze 60 meter mogelijk is. 60 meter is de maximale lengte die op dit moment geproduceerd kan worden met de huidige liggersystemen in de huidige fabriek van Spanbeton. De overspanning van 100 meter is als voorlopig richtdoel gesteld. Als randvoorwaarde is ook gesteld dat de oplossing met de huidige normen en richtlijnen te produceren moet zijn om de maatschappelijke acceptatie van de oplossing te vereenvoudigen.

1.3 Analyse van het probleem

1.3.1 De huidige ligger systemen

In Nederland wordt een aanzienlijk deel van de bruggen en viaducten voor overspanningen van 15 tot 60 meter gebouwd met behulp van geprefabriceerde voorgespannen betonnen liggers. Deze brugliggers worden geprefabriceerd in de fabriek en vervolgens naar de bouwplaats getransporteerd. Deze bouwmethode wordt in Nederland veel toegepast omdat er dan gebouwd kan worden met minimale hinder voor het kruisende verkeer. Doordat de liggers geprefabriceerd worden in een fabriek is er op de bouwplaats geen uitgebreide bekisting nodig die het kruisende verkeer kan hinderen. De brugliggers kunnen gemonteerd worden tijdens een korte wegafsluiting die vaak in de nacht wordt gepland. Hierdoor wordt het kruisende verkeer op bijvoorbeeld een snelweg slechts kort gehinderd.



Figuur 1-2 Voorbeeld van een 's nachts uitgevoerde liggermontage waarbij gebruik wordt gemaakt van mobiele hijskranen.

Bij Spanbeton zijn er drie gestandaardiseerde systemen in gebruik. De volstortligger, bij Spanbeton bekend als SJP-FLEX, deze is bedoeld voor de korte overspanningen tot ongeveer 25 meter. Voor de grotere overspanningen van ongeveer 22 tot 60 meter zijn twee systemen in gebruik: de railbalkliggers en de kokerliggers. De railbalkliggers zijn bij Spanbeton bekend onder de naam ZIPXL. De kokerliggers zijn bekend onder de naam SKK(D), deze kokerliggers kunnen zowel met dwarsvoorspanning als druklaag geproduceerd worden.

Deze standaard liggeroplossingen hebben in Nederland een groot marktaandeel veroverd. De belangrijkste reden hiervoor is dat deze bouwmethode relatief weinig hinder geeft voor het verkeer, iets wat in Nederland als zeer belangrijk wordt gezien. Ook de brede toepasbaarheid voor verschillende soorten viaducten maakt de liggers populair. Hierdoor is er in Nederland ook veel ervaring met de bouw van dit soort viaducten waardoor aannemers snel geneigd zijn om voor deze oplossing te kiezen.

1.3.2 De grenzen van de huidige liggersystemen

De maximale overspanning van een prefab betonnen liggerbrug is door de jaren heen steeds gegroeid. De langste liggers, ooit geproduceerd door Spanbeton zijn 61 meter lang, deze zijn toegepast in de overspanning van de snelweg A12 voor de bouw van het station Zoetermeer-Lansingerland. Deze grote overspanning was noodzakelijk omdat Rijkswaterstaat, de beheerder van de A12, geen tussensteunpunten toestond in de middenberm van de snelweg. Bij de realisatie van dit project liep men tegen verschillende grenzen van de huidige liggersystemen aan: liggers met deze lengte worden te lang en te zwaar om ze eenvoudig over de weg te transporteren, ook is de fabriek van Spanbeton niet geschikt om langere liggers dan 62 meter te produceren.



Figuur 1-3 het station Zoetermeer-Lansingeland in aanbouw, met de overspanning over de snelweg A12.

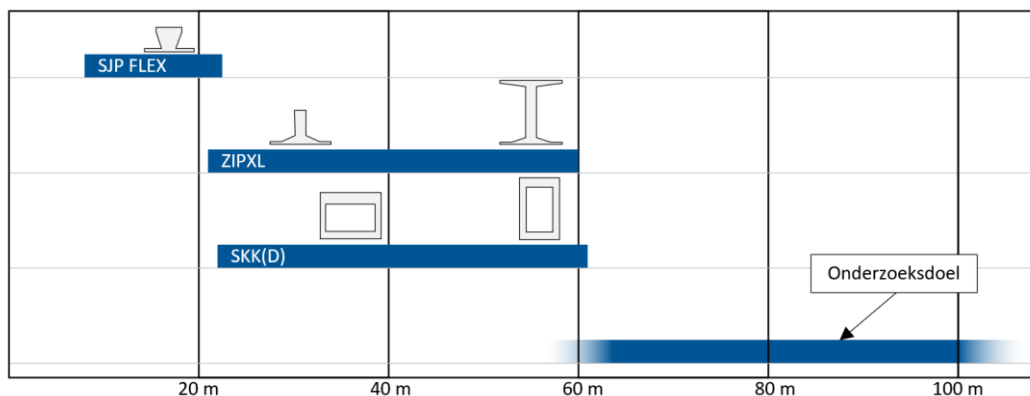
De langste prefab liggers, geproduceerd in Nederland zijn 68 meter lang. Hierbij was het transport alleen mogelijk omdat de bouwlocatie over het water bereikt kon worden vanaf de fabriek. Ook een project met nog langere liggers van 69 meter, dat gepland staat voor 2020, kan alleen uitgevoerd worden omdat de bouwlocatie over water bereikt kan worden [1]. Vervoer per schip kan dus een oplossing bieden voor dit transportprobleem, maar over het water zijn niet alle bouwlocaties te bereiken. Voor De huidige liggersystemen lopen dus tegen hun grenzen aan wat betreft het vergroten van de maximale overspanning.

1.3.3 Verwachtingen voor de toekomst

Terwijl Spanbeton tegen de grenzen van haar liggersystemen aanloopt wordt er verwacht dat er steeds meer vraag komt naar langere overspanningen, waarbij snelwegen in een overspanning, dus zonder tussen steunpunten kunnen worden overbrugt. Bij de bouw van viaducten aan de snelweg wordt het voorkomen van hinder door bouwwerkzaamheden nog belangrijker dan deze nu al is. Daarom wil men het aantal tussensteunpunten zoveel mogelijk verminderen, deze moeten immers gebouwd worden tussen de rijstroken in terwijl het verkeer zoveel mogelijk door moet kunnen rijden. Ook wil Rijkswaterstaat deze tussensteunpunten vermijden om de weg zo vrij indeelbaar mogelijk te maken. Hierdoor is kan een weg gemakkelijker ingedeeld worden wat de flexibiliteit van de infrastructuur ten goed komt. Dit vermijden van tussensteunpunten in combinatie met steeds breder wordende snelwegen vraagt om oplossingen die groter overspanningen dan 60 meter mogelijk maken.

1.4 Onderzoeksdoel

De opdracht vanuit Spanbeton is dus om op zoek te gaan naar de volgende stap in prefab betonnen brugdekken. Met als doel om overspanningen in prefab beton te kunnen bouwen die groter zijn dan de huidige liggerlengte en zo dus op zoek te gaan naar de volgende prefab oplossing die overspanningen van 60 tot ongeveer 100 meter mogelijk maakt. Hierbij wordt specifiek uitgegaan van de situatie in Nederland waarbij bijvoorbeeld een grote nadruk wordt gelegd op een slanke constructie en een bouwmethode die weinig hinder geeft. Ook worden de begrenzingen van de huidige normen en richtlijnen gebruikt, de oplossing moet dus met de huidige kennis en bestaande techniek te bouwen zijn. In Figuur 1-4 is dit doel schematisch weergegeven in relatie tot de bestaande prefab betonnen liggersystemen van Spanbeton.



Figuur 1-4 een overzicht van de liggersystemen in gebruik en het onderzoeksdoel, een prefab oplossing geschikt voor overspanningen van 60 meter tot ongeveer 100 meter

Een prefab betonnen brugdeksysteem geschikt voor overspanningen van 60 tot 100 meter biedt nog meer mogelijkheden dan het overspannen van snelwegen. Ook grotere kanalen en kleinere rivieroverspanningen komen in beeld als mogelijke toepassingsgebieden van dit liggersysteem. Op dit moment zijn dergelijke overspanningslengtes ook voornamelijk over water gebouwd. Hierbij moet bijvoorbeeld gedacht worden aan het overbruggen van bijvoorbeeld het Amsterdam-Rijnkanaal, Twentekanaal of de IJssel. Een maximale overspanning van 100 meter is net voldoende om het Amsterdam-Rijnkanaal te overbruggen.

1.4.1 Hoofdvraag

De hoofdvraag voor het onderzoek is als volgt geformuleerd:

- Hoe kan een in delen geproduceerde prefab betonnen brug geschikt voor een overspanning van 60 tot 100 meter worden gebouwd?

1.4.2 Deelvragen

Om een zo compleet mogelijk advies uit te kunnen brengen zijn een aantal deelvragen geformuleerd:

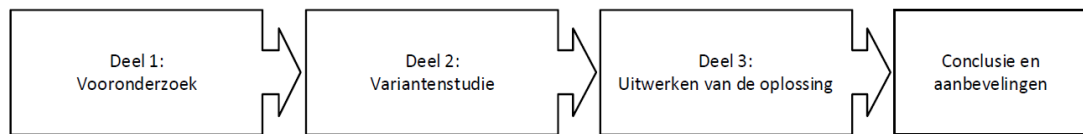
- Hoe kan het brugdek voor een overspanning van 60 tot 100 meter het beste in te prefabriceren elementen verdeeld worden?
- Wat is het meest geschikte profiel voor een brug met een overspanning van 60 tot 100 meter?
- Hoe kunnen de geprefabriceerde constructieonderdelen het beste worden gekoppeld tot een brugdek?
- Is dezelfde prefab betonnen oplossing geschikt voor alle overspanningen binnen de onderzochte overspanningsafstand van 60 tot 100 meter?
- Is dezelfde prefab betonnen oplossing geschikt voor zowel een overspanning van een snelweg als de overspanning van een kanaal?
- Kunnen prefab betonnen elementen voor een brug met een overspanning van 60 tot 100 meter nog steeds over de openbare weg vervoerd worden?
- Hoe kan het brugontwerp geoptimaliseerd worden voor productie in de huidige fabriek van Spanbeton?

1.4.3 Interpretatie van een prefab oplossing

Het onderzoek beperkt zich tot oplossingen in prefab beton. Hiermee wordt bedoeld een oplossing waarbij een merendeel van de constructie in een fabriek geproduceerd wordt en vervolgens naar de eindbestemming wordt vervoerd. Hiervoor is gekozen omdat dit het beste bij de huidige werkwijze van Spanbeton aansluit. Mogelijke oplossingen waarbij een tijdelijke fabriek ter plaatse van de te bouwen brug opgebouwd wordt zijn dus niet beschouwd. Deze oplossingen zijn niet beschouwd omdat meerdere malen bij Spanbeton is gebleken dat dit, zelfs voor een viaduct met veel overspanningen geen economische oplossing is.

1.5 Leeswijzer

Het onderzoek en dit rapport is opgedeeld in drie delen: het vooronderzoek, de variantenstudie en het uitwerken van het ontwerp van de oplossing, deze structuur is geschetst in Figuur 1-5.



Figuur 1-5 een afbeelding met de opbouw van het onderzoek in drie delen, het vooronderzoek, de variantenstudie en het uitwerken van het ontwerp van de oplossing.

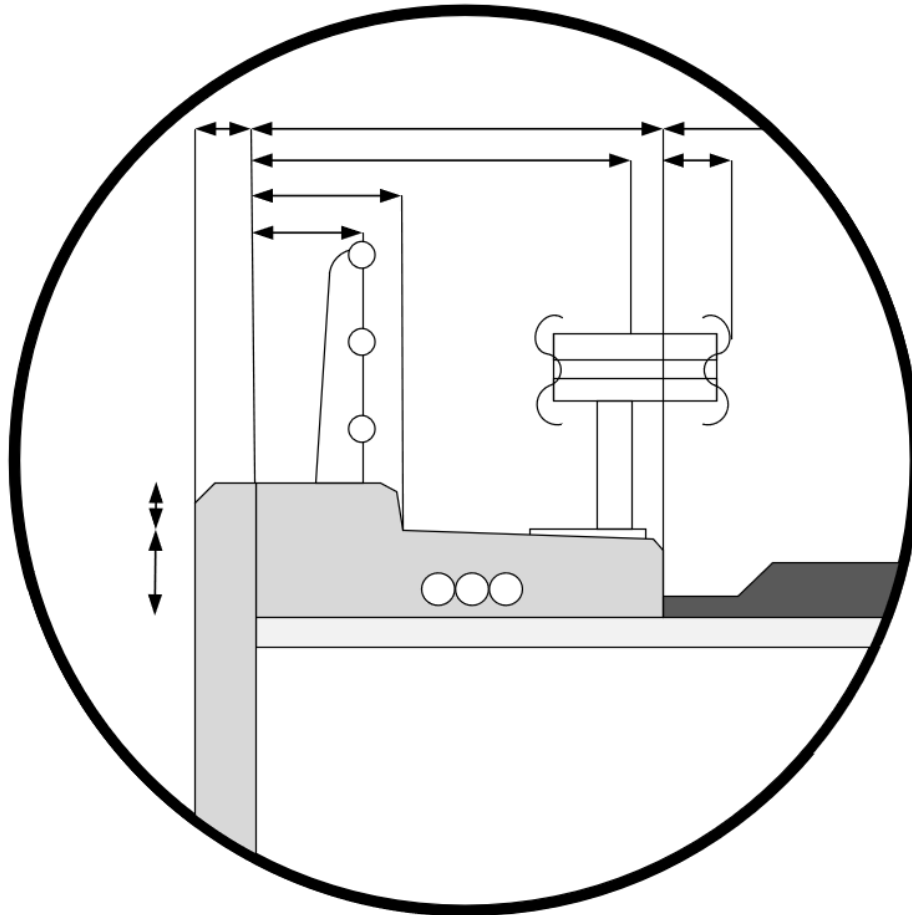
In het eerste deel, het vooronderzoek is onderzocht wat de bestaande brugoplossingen zijn die toegepast worden voor overspanningen van 60 tot 100 meter. De sterke en zwakke punten van deze oplossingen zijn belicht in relatie tot een mogelijk alternatief in geprefabriceerd beton. Vervolgens zijn twee representatieve toepassingsituaties opgesteld om een oplossing te kunnen ontwerpen. Hiermee is in hoofdstuk 4 het programma van eisen, wensen en randvoorwaarde opgesteld waar de oplossing aan moet voldoen.

In het tweede deel van het rapport, de variantenstudie, zijn verschillende varianten geformuleerd om een prefab brugdek met een overspanning van 60 tot 100 meter mogelijk te maken. In de hoofdstukken 6, 7 en 8 zijn oplossingen beschreven voor onderdelen van de constructie. Om de verschillende oplossingsrichtingen te kunnen vergelijken zijn een aantal samengestelde varianten opgesteld. Tenslotte zijn deze varianten in hoofdstuk 9 geanalyseerd met behulp van een multicriteria-analyse.

In het derde deel van het rapport is de meest geschikte variant van de variantenstudie, de samengestelde liggerbrug verder uitgewerkt. Het ontwerp van de liggers, de voorspanning en het totale brugdek is beschreven. Vervolgens is de toetsingsmethode beschreven, hiermee is het ontwerp ontworpen en getoetst om te controleren of de samengestelde liggerbrug constructief mogelijk is. Dit ontwerp is in hoofdstuk 12 geanalyseerd op de mogelijkheden van een overspanning van 100 meter. Ook zijn de mogelijke optimalisaties en de nog openstaande problemen beschreven.

Tenslotte zijn in het laatste hoofdstuk de conclusies van het onderzoek en het antwoord op de hoofd- en deelvragen beschreven. Ook zijn er aanbevelingen gedaan hoe het onderzoek naar de samengestelde liggerbrug voortgezet kan worden.

Deel I: Vooronderzoek



Het eerste deel van het rapport is het vooronderzoek. In dit deel wordt begonnen met het analyseren van de bestaande brugoplossingen om te onderzoeken wat hun sterke en zwakke punten zijn en waar de kansen liggen voor een oplossing in prefab beton. Vervolgens is vastgesteld waar de oplossing toegepast kan worden en hoe dit het ontwerp beïnvloed. Tenslotte is met deze informatie een programma van eisen, wensen en randvoorwaarde opgesteld waaraan het ontwerp moet voldoen.

2. Bestaande brugoplossingen

Om in beeld te krijgen wat op dit moment de oplossingen zijn om een overspanning te bouwen van 60 tot 100 meter is gekeken hoe in het verleden een overspanning van 60 tot ongeveer 100 meter is gebouwd in Nederland. Ook biedt deze verkenning de mogelijkheid om de toepassing van het te ontwerpen brugdeksysteem te verkennen. Tenslotte kan hieruit afgeleid worden waar de mogelijke kansen voor een prefab betonnen oplossingen liggen en wat de mogelijke nadelen zijn vergeleken met bestaande oplossingen.

2.1 Viaducten over de snelwegen

De eerste constatering is dat bruggen met een overspanning van 60 tot 100 meter bijna allemaal over het water gebouwd zijn [2]. Voor het overbruggen van extreem brede snelwegen is er in bijna alle gevallen voor gekozen om een viaduct te bouwen met meerdere tussensteunpunten tussen de rijbanen. Een voorbeeld van een dergelijk viaduct is te zien in Figuur 2-1. Dit viaduct overbrugt met twee overspanningen 10 rijstroken. Uitzonderingen zijn bijvoorbeeld enkele spoorbruggen en voetgangersbruggen die als stalenbrug zijn gebouwd en wel een overspanning over de snelweg hebben met een overspanning groter dan 60 meter. Een andere uitzondering is een snelweg viaduct bij de kruising van de A4 en A5 dat uitgevoerd is als een in het werk gestorte kokerligger met een maximale overspanning van 66 meter [3].



Figuur 2-1 het Lageweideviaduct over de A2 bij Utrecht met een totale lengte van ongeveer 94 meter en twee overspanningen van 47 meter.

2.2 Stalen boogbrug

Een veel gebruikte oplossing om een afstand van 60 tot 100 meter te overbruggen is een stalen boogbrug met trek band. Dit type brug wordt zowel gebruikt als spoorbrug en als brug voor het wegverkeer. Wat opvalt is dat een relatief groot deel van de stalen boogbruggen in Nederland enkele tientallen meters groter zijn dan 100 meter.

Een belangrijk voordeel van deze stalen boogbruggen is dat een aanzienlijk deel van het werk geprefabriceerd kan worden. Hierbij wordt in de fabriek de boog in transporteerbare onderdelen geproduceerd. In de buurt van de bouwlocatie kunnen vervolgens de onderdelen gecombineerd worden tot de complete overspanning. Vervolgens kan de brug met behulp van wielvoertuigen of pontons naar de eindlocatie getransporteerd worden. Hierdoor is slechts een korte afsluiting van het water of het verkeer op de snelweg noodzakelijk.

Een aanzienlijk deel van deze boogbruggen is gebouwd in de periode van 1930 tot 1960, hierbij gaat het bijvoorbeeld om een aantal boogbruggen over het Amsterdam-Rijnkanaal en het Twentekanaal die gebouwd zijn bij de aanleg en verbreding van deze kanalen. Deze bruggen zijn ontworpen voor een veel lagere verkeerintensiteit en met veel minder kennis van vermoeiingsverschijnselen. Daarom hebben veel van deze bruggen te maken met

vermoeiingsverschijnselen. Deze problemen kunnen dermate ernstig worden dat tot afsluiten van de brug voor vrachtverkeer moet worden besloten, zoals is gebeurd bij de Merwedeburg in oktober 2016. Dit heeft het Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat doen besluiten om drie stalenbruggen te vervangen door nieuwe betonnen exemplaren [4].



Figuur 2-2 de Doesburgbrug over de IJssel met een overspanning van 89 meter.

2.3 Stalen vakwerkbruggen

Een andere oplossing die in Nederland vaak is toegepast is voor overspanningen van 60 tot 100 meter is de Stalen vakwerkbrug. Deze oplossing komt minder voor dan de boogbrug. Ook zijn de overspanningen gemiddeld korter en is de constructie ouder vergeleken met de stalen boogbrug. Ook is dit type oplossing vaker in gebruik als spoorbrug vergeleken met de stalenboogbrug die relatief gezien meer voor wegverkeer wordt gebruikt.

Dit type brug deelt veel van de voor- en nadelen met de stalenboogbrug, de brug kan in delen worden geprefabriceerd, die nabij de eindlocatie samengesteld worden tot een brug. Vervolgens kan de brug naar de eindlocatie getransporteerd worden. Deze oplossing is de afgelopen decennia niet vaak toegepast, dit komt waarschijnlijk omdat de vele verbindingen tussen de staven deze oplossing relatief duur maken.



Figuur 2-3 de IJsselspoorbrug in Deventer met een overspanning van 96 meter.



Figuur 2-4 de Spijkenisserbrug, met een overspanning van 100 meter, met hergebruikte overspanningen van de Moerdijkbrug.

2.4 Stalen Liggerbruggen

Een minder vaak in Nederland toegepaste oplossing voor dergelijke overspanningen is de stalen liggerbrug. Dit type brug is een aantal maal gebruikt om rivieren en kanalen te overspannen. Maar in de afgelopen 20 jaar is dit type niet toegepast voor dergelijke overspanningen. Het voordeel van dit type brug is, net als bij de stalen boog en-vakwerkbrug de bouwsnelheid, waarbij de rivier gebruikt kan worden om grote segmenten van de brug eenvoudig aan te voeren. Net als bij andere type stalen bruggen hebben ook deze te last van vermoeiingsproblemen. Versterking of vervanging van deze bruggen zijn de afgelopen jaren aan de orde geweest bij deze bruggen, of moeten nog aan de orde komen.



Figuur 2-5 de Middachterbrug, de A348 kruist hier een zijtak van de IJssel. Dit een liggerbrug met een overspanning van 79 meter.

2.5 Betonnen kokerbrug

Voor het overbruggen van rivieren en kanalen wordt in Nederland ook vaak gebruik gemaakt van een betonnen kokerbrug met een gebogen onderrand. Deze brug wordt, zeker bij grote overspanningen gebouwd als een uitbouwbrug waarbij vanaf de steunpunten de koker in segmenten wordt gestort. Deze segmenten worden vervolgens met na spanning aan elkaar verbonden. Indien ondersteuning tijdens de bouw geen probleem zijn kan dit type brug ook op een vaste bekisting gebouwd worden.

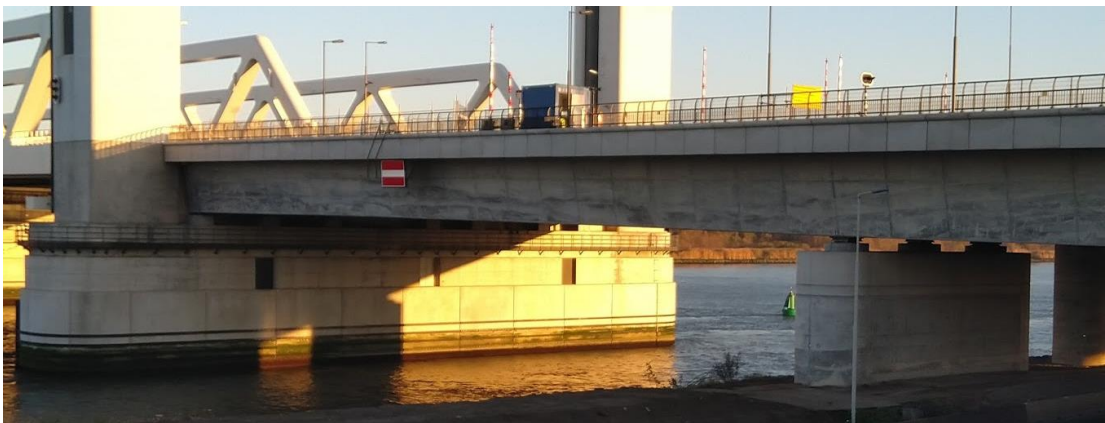
Door de gekozen bouwwijze, waarbij vanaf de steunpunten steeds aan beide zijden een nieuwe moot wordt gestort zijn er geen ondersteuning nodig. Het belangrijkste nadeel van dit type brug is de relatief lange bouwtijd. Deze lange bouwtijd en het feit dat er bijna niks geprefabriceerd kan worden maakt deze bruggen relatief duur. De Betonnen kokerbrug met en gebogen onder rand is in Nederlands voor veel overspanningen over vaarwegen gebouwd,

met overspanningen vanaf 100 meter wordt dit type brug populair, omdat bij de uitbouwmethode het scheepvaartverkeer nauwelijks wordt gehinderd.

Voor de overspanningen van 60 tot 90 meter is in Nederland niet vaak voor een oplossing in beton gekozen. Een uitzondering hierop zijn bijvoorbeeld de aanbruggen van de nieuwe Botlekbrug. Deze zijn uitgevoerd als in het werk gestorte kokerbruggen zonder verlopende constructiehoogte.



Figuur 2-6 de John F. Kennedybrug in Maastricht, met een hoofdoverspanning van 112 meter.



Figuur 2-7. een van de aanbruggen van de nieuwe Botlekbrug

2.6 Andere oplossingen

Naast de hierboven genoemde veel voorkomende oplossingen zijn er nog diverse andere oplossingen toegepast om een overspanning van 60 tot 100 meter te overbruggen. Zo zijn er over het Twentekanaal rond 1930 enkel betonnen boogbruggen gebouwd. Een techniek die nu vanwege de arbeidsintensieve bouwmethode niet meer wordt toegepast. Een ander opvallend voorbeeld van een brug van 100 meter is de recent voltooide Daphne Schippersbrug over het Amsterdam-Rijnkanaal in Utrecht. Dit is een de weinige hangbruggen van Nederland. Een andere oplossing die opvalt is de Louis Raemaekersbrug in Roermond, deze brug bestaat uit geprefabriceerde liggers die zijn opgelegd op uitkragende betonnen liggers zodat een totale overspanning van 80 meter mogelijk is, deze methode is vaker toegepast in België.



Figuur 2-8 de Louis Raemaekersbrug in Roermond met een overspanning van 80 meter.

2.7 Geen standaardisatie

Hoewel de hierboven geanalyseerde oplossingen zeer verschillend zijn, hebben ze een ding gemeen, dat ze onderscheid van bruggen korter dan 60 meter, er vind bijna geen standaardisatie plaats. Veel bruggen korter dan 60 meter worden op dit moment gebouwd met gestandaardiseerde liggerprofielen. Bruggen die langer zijn hebben juist gemeen dat het allemaal unieke ontwerpen zijn die specifiek voor die overspanning ontworpen zijn. Hierbij moet opgemerkt worden dat incidenteel een brugontwerp meerdere keren is gebruikt, bijvoorbeeld over het Amsterdam-Rijnkanaal waar bij de verbreding een aantal maal dezelfde boogbrug is gebouwd.

2.8 Maximale overspanning

Tijdens deze verkenning van de huidige oplossingen is gekeken naar overspanningen van 60 tot ongeveer 100 meter. Het viel op dat een aanzienlijk deel van de onderzochte kanaal bruggen een hoofdoverspanning hebben van 100 tot 120 meter. Dit komt vaak voor bij de stalenboogbruggen en kleinere betonnen uitbouwbruggen. Om een prefab betonnen ontwerp te hebben dat kan concurreren met deze oplossingen zou het dus wenselijk kunnen zijn om een systeem te hebben dat een maximale overspanning van 120 meter zou hebben. Op deze manier zijn ook meer overspanningen met een scherpe kruisingshoek, bijvoorbeeld over een snelweg mogelijk.

Tegelijk moet ook opgemerkt worden dat een deel van de overspanningen korter zou kunnen zijn indien dat tot een grote kostenbesparing zou lijden. De pijlers zouden bijvoorbeeld dicht bij de waterkant geplaatst kunnen worden waardoor deze net binnen de marge van 100 meter zou vallen. De resterende stukken kunnen dan als aanbrug op een traditionele manier gebouwd worden. Dit voorbeeld is goed te zien op Figuur 2-9, deze brug over het Twentekanaal is 117 meter lang, maar het kanaal zelf is ongeveer 70 meter breed. Ondanks dat bij deze brug de overspanning dus groter is dan 100 meter zou een oplossing geschikt tot 100 meter nog steeds een oplossing kunnen zijn. wel moet opgemerkt worden dat brugpijlers niet te dicht bij de over gebouwd mogen worden om deze te beschermen tegen aanvaringen

Ook is het mogelijk om lange liggers te combineren met een uitkragende constructie zoals is toegepast bij de Louis Raemaekersbrug in Roermond, waardoor nog langere overspanningen mogelijk zijn. Mede hierdoor is besloten om het eerder voorgestelde doel van 100 meter te gebruiken als doel voor de maximale overspanning.



Figuur 2-9 de Polbrug over het Twentekanaal, met een overspanning van 117 meter.

2.9 Mogelijke voordelen voor een prefab betonnen oplossing

Uit de analyse van de bestaande situatie volgen een aantal mogelijke voordelen van een prefab betonnen oplossing voor overspanningen van 60 tot 100 meter, deze zijn hieronder opgesomd.

2.9.1 Kansen als snelwegviaduct

Uit het bestuderen van de gebouwde bruggen in Nederland kan geconcludeerd worden dat er bijna geen viaducten over de snelwegen zijn gebouwd die langer zijn dan 60 meter. De vraag is of dit komt omdat er geen vraag is naar dergelijke overspanningen, of dat er geen geschikte oplossing beschikbaar is voor deze overspanning binnen het gestelde budget. Dit wordt het meest waarschijnlijk geacht. Het meest geschikte alternatief om een brug met een grote overspanning over de snelweg te bouwen is de stalen boog- of vakwerkbrug. Deze hebben beiden een veel grotere kostprijs dan het toevoegen van extra steunpunten, zelfs als de aannemer financieel bestraft wordt voor de extra hinder die dat veroorzaakt. Een prefab betonnen oplossing zonder tussensteunpunten is dus aantrekkelijk als deze een lagere kostprijs heeft dan de alternatieven in staal. Hierbij kan er vanuit worden gegaan dat Rijkswaterstaat het voorkomen van tussensteunpunten zo belangrijk vindt dat de meer prijs van een viaduct zonder tussensteunpunten met een grotere overspanning geaccepteerd wordt.

2.9.2 Goedkoper dan stalen brugoplossingen

De verwachting is dat een prefab betonnen brugoplossing geschikt voor overspanningen van 60 tot ongeveer 100 meter aanzienlijk goedkoper kan zijn dan een stalen vakwerk of boogbrug. Een stalen boogbrug is immers een bijzonder dure constructie, dit komt bijvoorbeeld door al het hoogwaardige laswerk dat noodzakelijk is. Ook de hoge eisen die tegenwoordig worden gesteld met betrekking tot vermoeiing zorgen ervoor dat stalen bruggen een hogere kostprijs hebben dan betonnen alternatieven. Een prefab betonnen oplossing kan dus een aantrekkelijk alternatief zijn voor overspanningen die op dit moment in staal worden uitgevoerd als deze een lagere kostprijs heeft.

Andere voordelen van een prefab betonnen oplossing ten opzichten van een oplossing in staal is de lagere geluidsproductie door passerend verkeer en een verminderde radarreflectie, wat de veiligheid van de scheepvaart ten goede komt.

2.9.3 Kortere bouwtijd dan een betonnen brug

Een belangrijk nadeel van de brugoplossingen in beton die op dit moment in Nederland gebruikt zijn voor overspanningen van 60 tot 100 meter is de langdurige bouwtijd en de hoge kosten die gepaard gaan met de in situ constructie. Een prefab betonnen oplossing kan de bouwtijd drastisch te verkorten, op dezelfde manier zoals dat ook mogelijk is voor viaducten met een overspanning kleiner dan 60 meter.

2.9.4 Standaardisatie

Een van de voordelen van de betonnen prefab viaducten is dat er een grote mate van standaardisatie is, hierdoor kan er efficiënter worden geproduceerd, wat weer leidt tot een kosten reductie. Indien dit ook bereikt kan worden voor viaducten groter dan 60 meter, dan kan ook voor de grotere overspanningen een kosten reductie verwacht worden.

2.10 Mogelijke nadelen van prefab betonnen oplossing

Naast de verwachte voordelen van een prefab betonnen oplossing zijn er ook verwachte nadelen die het toepassingsgebied kunnen beperken. Hier zal in het op te stellen programma van eisen en het ontwerpproces aandacht aan geschonken worden om de verwachte nadelen zo veel mogelijk te beperken.

2.10.1 Constructiehoogte

Zowel de stalen vakwerkbrug en stalenboogbrug hebben als voordeel dat het rijdek relatief dicht bij de onderzijde van de brugconstructie kan worden geplaatst. Dit heeft als voordeel dat er kosten bespaard kan worden op de op- en afrit van het brugdek. Ook de betonnen uitbouwbrug en de stalenliggerbrug hebben veelal een verlopende constructiehoogte, zodat deze in het midden van de overspanning dunner is dan bij de steunpunten.

Bij een prefab betonnen brug verloopt de constructiehoogte niet over de overspanning en is deze dus dikker dan het brugdek van een oplossing in staal, zodat het risico bestaat dat de financiële winst die gehaald wordt met de goedkopere constructie verloren gaat door kosten voor de op- en afritten. Ook zal inzetbaarheid van deze oplossing afnemen indien er lange op- en afritten noodzakelijk zijn, iets waar niet altijd ruimte voor aanwezig is. Daarom is ernaar gestreefd deze constructiehoogte zoveel mogelijk te beperken.

2.10.2 Eigengewicht van de constructie

Een prefab betonnen constructie zal na verachting een veel groter eigengewicht hebben vergeleken met een staalconstructie van dezelfde overspanning. In een situatie waar een stalen brug vervangen wordt door een betonnen prefab constructie is de kans bijzonder groot dat bestaande brugpijlers en funderingen versterkt of compleet vervangen moeten worden.

2.10.3 Esthetische waarde

De keuze voor een boogbrug is in een aantal gevallen niet alleen gemaakt op basis van de gewenste overspanning, maar ook op basis van esthetische eisen. Zeker als de brug in stedelijk gebied gebouwd moet worden kan dit een belangrijke factor zijn, denk bijvoorbeeld aan de Enneüs Heermabrug in Amsterdam, zichtbaar in Figuur 2-10. De vraag is of een geprefabriceerde betonnen brug een alternatief kan zijn voor deze stalen boogbrug. Tegelijk biedt een prefab betonnen oplossing ook nieuwe kansen voor architecten om tot andere ontwerpen te komen die ook als visueel aantrekkelijk worden.



Figuur 2-10 de Enneüs Heermabrug In Amsterdam met twee hoofdovertoppingen van 75 meter.

3. Toepassingsituaties

Om een prefab oplossing te kunnen ontwerpen zijn twee mogelijke representatieve gebruikssituaties gedefinieerd. Deze situaties zijn bepaald aan de hand van de verwachte toepassing van het te ontwerpen systeem zoals geformuleerd in analyse van de bestaande brugoplossingen. Ook zijn deze situaties gebaseerd op de nu bestaande situaties waar een brug met een overspanning van 60 tot ongeveer 100 meter is gebouwd. In hoofdstuk 4 is vervolgens met behulp van deze toepassingsituaties het programma van eisen, wensen en de randvoorwaarden worden opgesteld.

3.1 Algemeen

Spanbeton is zowel actief in Nederland als in België, maar omdat de verwachte toepassing vooral in Nederland licht is besloten om in de ontwerpfase alleen rekening te houden met de in Nederland geldende regels en richtlijnen. Bij het opstellen van het ontwerp zal ook specifiek met de Nederlandse situatie rekening gehouden worden, dit betekend bijvoorbeeld veel aandacht voor een slanke constructie, iets wat in Nederland een belangrijker eis is vergeleken met de omliggende landen.

Om het aantal ontwerpbelastingen te verminderen zal in de toepassingsituatie alleen gerekend worden met de verkeersbelasting zoals deze geformuleerd is voor autosnelwegen in Nederland. Ook is er alleen rekening gehouden met het gebruik als verkeersbrug in de ontwerpfase van dit onderzoek. Hierdoor wordt het aantal mogelijke toepassingsituaties aanzienlijk verkleind. Aangezien het ontwerp geschikt moet zijn als autosnelwegviaduct wordt de toepassingsituatie gebaseerd op de richtlijnen van Rijkswaterstaat, zoals de Richtlijn Ontwerp Kunstwerken, ROK [5] en de Richtlijn Ontwerp Autosnelwegen, ROA [6]. Dit heeft tot gevolg dat er gerekend moet worden met de hoogste gevolgklasse CC3, zoals voorgeschreven door de ROK [5] voor bruggen die onderdeel zijn van de hoofdinfrastructuur. Deze gevolgklasse wordt in Nederland ook vaak door lagere overheden voorgeschreven.

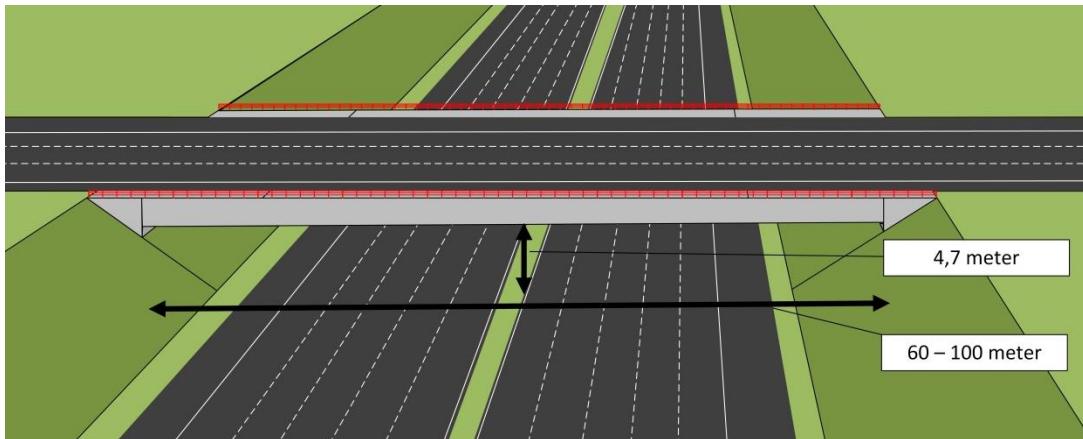
De huidige liggersystemen geschikt voor overspanningen kleiner dan 60 meter worden breed toegepast. Naast de veel voorkomende toepassing als verkeersbrug, worden deze bijvoorbeeld ook gebruikt als spoorbrug, ecoduct of voetgangersbrug. In een later vervolgonderzoek kan er nog onderzoek gedaan worden naar de effecten van deze andere toepassingen op het brugdek ontwerp.

3.2 Omschrijving van de toepassingsituaties

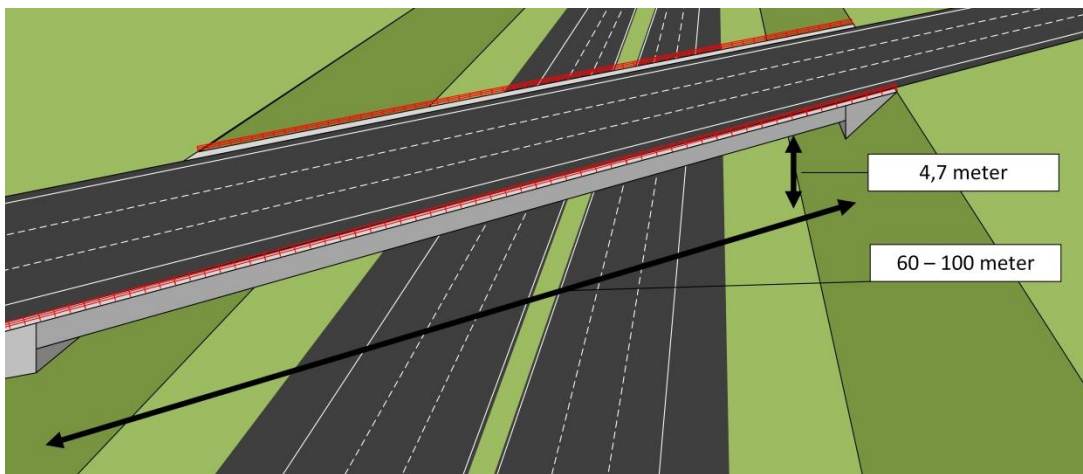
Om een ontwerp te maken dat zo geschikt mogelijk is voor de verwachte toepassing zijn twee toepassingsituaties bepaald. De situaties beschrijven een mogelijke omgeving waar het ontwerp toegepast kan worden. Met behulp van deze omgeving kunnen vervolgens eisen, wensen en randvoorwaarden worden gedefinieerd voor het programma van eisen.

3.2.1 Toepassingsituatie 1: Snelwegviaduct

De eerste toepassingsituatie is de toepassing als viaduct over een zeer brede snelweg of met een scherpe kruisingshoek over een snelweg, om op deze manier de snelweg te overspannen zonder extra tussen steunpunten. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat er een snelweg onder het brugdek door gaat en dat er een snelweg over het brugdek zelf wordt aangelegd. Omdat er in deze toepassingsituatie wegverkeer is onder het brugdek zal de ontworpen oplossing ook bestand moeten zijn tegen de daarbij behorende aanrijbelasting.



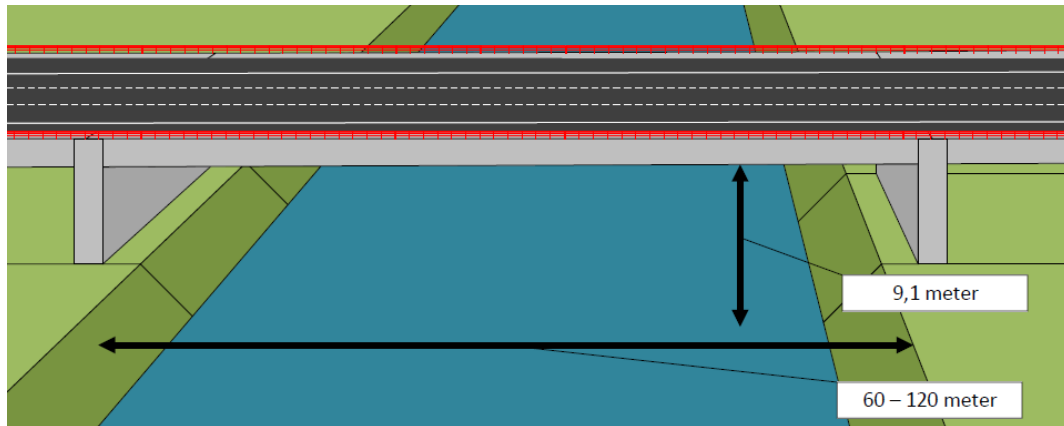
Figuur 3-1 een schets van een mogelijke toepassing als viaduct over een brede snelweg.



Figuur 3-2 een schets van een mogelijke toepassing als viaduct over een snelweg met een zeer scherpe kruisingshoek

3.2.2 Toepassingssituatie 2: Kanaalbrug

De tweede toepassings situatie is de toepassing als snelwegviaduct over een kanaal of rivier met scheepvaart. Denk hierbij aan bijvoorbeeld het Amsterdam-Rijnkanaal of de IJssel. Er wordt uitgegaan van een doorvaarthoogte van 9,1 meter ten opzichten van de Maatgevende Hoge Waterstand (MHWS) zoals die door Rijkswaterstaat voor hoofdtransportassen voorgeschreven is in de Richtlijnen vaarwegen. De hoogte van het brugdek wordt dan beïnvloed door de constructiehoogte en de ligging van de MHWS ten opzichten van de oeverhoogte. De constructiehoogte is in eerste instantie geschat op 4 meter voor een overspanning van 100 meter. Het verschil tussen de MHWS en de over is geschat op 0,5 meter. Zodat de hoogte van het brugdek afgerond uitkomt op 13 meter boven het maaiveld. Bestudering van een aantal vergelijkbare bruggen leert dat dit een realistische schatting is [7]. Ook wordt er in deze situatie vanuit gegaan dat er scheepvaartverkeer mogelijk is op het kruisende water. Voor deze Toepassings situatie zou het ook voordelig zijn als een overspanning tot ongeveer 120 meter mogelijk is omdat dan praktisch alle kanalen overspannen kunnen worden.



Figuur 3-3 een schets van de mogelijke toepassing als kanaalbrug

3.2.3 Verkeersbelasting in de toepassingsituaties

In beide situaties zal uitgegaan worden van dezelfde verkeersbelasting omdat in beide situaties een autosnelweg gebruik maakt van het brugdek. Voor beide toepassingsituaties wordt dus gebruik gemaakt van dezelfde verkeersbelasting. Beide toepassingsituaties hebben wel ieder hun eigen invloed op de eisen en randvoorwaarde waar de oplossing aan moet voldoen.

3.3 Normen en richtlijnen

De toepassingssituatie en de bijbehorende belastingen zijn bepaald met behulp van een aantal normen, richtlijnen en aanbevelingen die toegepast dienen te worden in de toepassingsituaties. Hierbij is uitgegaan van de meest recente situatie op 1 November 2018.

Nederlandse normen:

- NEN-EN 1990 Grondslag van het constructief ontwerp +A1+A1/C2 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1990 +A1+A1/C2 (2011)
- NEN-EN 1991-1-1 Belastingen op constructies: Algemene belastingen +C1 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-1 +C1 (2011)
- NEN-EN 1991-1-4 Belastingen op constructies: Windbelastingen +A1+C2 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-4 +A1+C1 (2011)
- NEN-EN 1991-1-5 Belastingen op constructies: Thermische belastingen +A1 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-5 +A1 (2011)
- NEN-EN 1991-1-7 Belastingen op constructies: Buitengewone belastingen +C1+A1(2015)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-7 +C1 (2011)
- NEN-EN 1991-2 Belastingen op constructies: Verkeersbelasting op bruggen +C1 (2015)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-2 +C1 (2011)

Richtlijnen van Rijkswaterstaat:

- Richtlijn Ontwerp Autosnelwegen (ROA) versie 1.1, november 2017
- Richtlijnen Vaarwegen, december 2017
- RTD1001 Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK) versie 1.4, april 2017
 - En Bijlagedocument deel A en B
- RTD1009 Richtlijn voor het ontwerp van asfalt wegverharding op betonnen en stalen brugdekken, versie 1.7 maart 2017
- RTD1010 Standaarddetails voor betonnen bruggen, versie 1.0, april 2017

3.4 Omschrijving van het brugdek

Bij het ontwerp van het standaard brugdek wordt uitgegaan van een recht niet gebogen brugdek met een rechte kruisingshoek. Aangenomen wordt dat het brugdek niet dusdanig schuin ligt dat er in de berekening van de brugdekconstructie rekening mee moet worden gehouden.

3.4.1 Gevolgklasse

Aangezien het brugdek moet voldoen aan de eisen gesteld in de ROK [5] moet het brugdek voldoen aan ontwerplevensduurklasse 4, dit heeft tot gevolg dat er gerekend is met de zwaarste gevolgklasse, CC3.

3.4.2 Ontwerplevensduur

Tijdens het ontwerp wordt er vanuit gegaan dat de ontwerplevensduur van het brugdek 100 jaar bedraagt. Dit is gebruikelijk voor alle bruggen van Rijkswaterstaat die onderdeel zijn van de hoofdinfrastructuur.

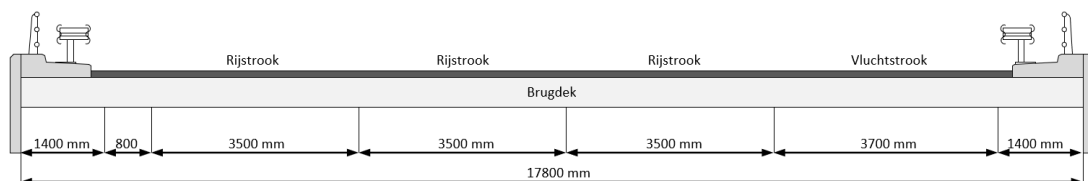
3.4.3 Statisch systeem

Voor beide situaties zal uitgegaan worden van een statisch bepaald brugdek. Dit vereenvoudigt de berekening en zorgt ook voor de breedste toepassingsmogelijkheden. Hier is mede toe besloten omdat op dit moment voor de te bestuderen overspanningslengte zowel statisch bepaalde als statisch onbepaalde oplossingen zijn toegepast. Een statisch bepaalde oplossing is dus breder toepasbaar. In een eventueel vervolgonderzoek kan er dan nog aandacht besteed worden aan een statisch onbepaalde oplossing en de mogelijke voordelen daarvan.

3.4.4 Indeling van het brugdek

De indeling van het brugdek wordt zodanig ontworpen dat deze geschikt is voor gebruik als autosnelweg. Hierbij wordt de indeling van het brugdek gebaseerd op de Richtlijn Ontwerp Autosnelwegen van Rijkswaterstaat [6]. Voor beide mogelijke toepassingen zoals geformuleerd in paragraaf 3.2 zal dezelfde indeling van het brugdek worden aangehouden.

Het brugdek in de toepassings situatie bestaat uit drie rijstroken van ieder 3,5 meter breed, hierbij is gemeten van rand kantstreep tot halverwege de deelstreep. De kant streep heeft een breedte van 0,20 meter. Naast deze kantstreep is een redresseerstrook aanwezig met de minimale breedte van 0,60 meter. Aan de andere zijde van het brugdek is een vluchtstrook van 3,5 meter aanwezig. Naast deze redresseer en-vluchtstrook bevindt zich de geleiderail constructie. Het brugdek zal maximaal 1,4 meter doorlopen tot de rand, indien deze afstand grote wordt dan 1,4 meter zal deze als een aparte rijweg moeten worden beschouwd. De randen van het brugdek worden tevens voorzien van een schamkant en leuning. De totale maximale breedte van het brugdek is dan: 17,8 meter. In Figuur 3-4 is dit brugdek geschetst.



Figuur 3-4 een schets van de brugdek indeling met afmetingen in millimeter.

Deze keuze voor deze dwarsopbouw van het brugdek is gemaakt vanuit het verwachte toepassingsgebied van het ontwerp als snelwegviaduct, of als overbrugging van een snelweg. Deze keuze voor drie rijstroken is gebaseerd op het gegeven dat steeds meer snelwegen in Nederland meer dan twee rijstroken hebben. De keuze voor de breedte van 17,8 meter is ook realistisch voor lokale wegen die snelwegen kruisen omdat deze vaak voorzien zijn van meerder rijstroken die dienen als opstel vak voor de verkeerslichten.

Ook voor lokale en provinciale wegen is de verwachting dat de breedte van de brugdekken zal toenemen. In een situatie waar een bestaande brug vervangen moet worden is de kans dus

zeer groot dat voor een breder exemplaar wordt gekozen. Daarom is deze breedte van 17,8 meter een goede representatieve schatting voor het werkelijke gebruik van de brugoplossing.

Wel moet er opgemerkt worden dat een breder brugdek zorgt voor een kleinere gemiddelde belasting per meter gemeten loodrecht op de langs richting van het brugdek, de zwaarste verdeelde belasting en zwaarste as lasten kunnen immers maar op een rijstrook aangebracht worden. Afhankelijk van de breedte en de dwarsstijfheid van het brugdek zal deze zwaarste belasting zich spreiden over het brugdek. Voor smallere brugdekken zal dit geschetste brugdek dus een te positieve inschatting geven van de capaciteiten van de oplossing.

3.4.5 Randafwerking van het brugdek

Bij de betonnen liggerviaducten met een overspanning kleiner dan 60 meter is het gebruikelijk dat de zijkant van een brugdek afgewerkt wordt met een zogenaamde randligger. In de toepassingssituatie zal het brugdek niet voorzien zijn van een dergelijke speciale randligger. Als alternatief zal er een speciale randbelasting aangebracht worden die dient om de aanwezigheid van een esthetisch rand element te simuleren. In paragraaf 3.6.6 is beschreven worden hoe deze belasting bepaald is.

3.5 Systeem grenzen

Tijdens het ontwerp proces zal er uitsluitend gekeken worden naar het ontwerp van het brugdek. De onderbouw, voegovergangen, fundering en op- en afritten van het brugdek worden dus niet mee ontworpen. De fundering wordt als volledig stijf aangenomen.

3.5.1 Opleggingen van het brugdek

Tijdens de variantenstudie is aangenomen dat het brugdek op de voor prefab liggerbruggen gebruikelijke manier opgelegd kan worden, dus op gewapende rubberen oplegblokken. Alleen in het geval van varianten die duidelijk niet op deze manier opgelegd kunnen worden wordt hiervan afgeweken. Voor de gekozen variant is gebleken dat dit een goede aanname is waardoor dit ook is toegepast bij het uitwerpen van het ontwerp van de samengestelde liggerbrug.

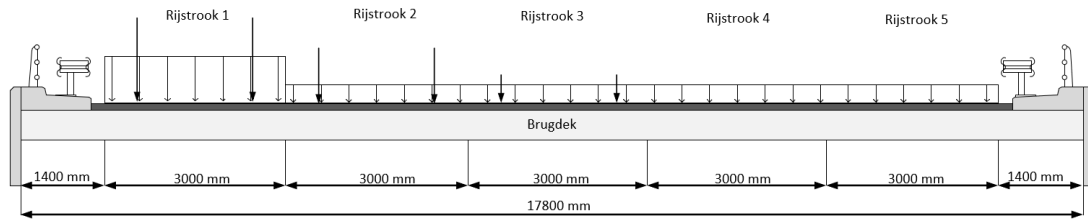
3.6 Belastingen op het brugdek

Bij het bepalen van de belastingen is ernaar gestreefd om een representatieve gemiddelde belasting te vinden om zo een zo goed mogelijke voorspelling te kunnen maken in hoeverre het ontwerp geschikt is voor de toepassingssituaties en of de gewenste overspanningen haalbaar zijn.

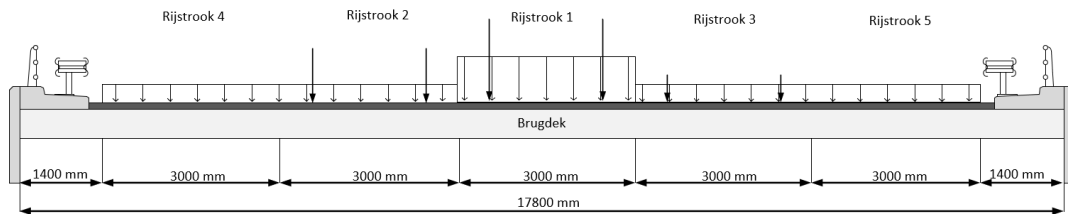
3.6.1 Verkeersbelasting

De verkeersbelasting op het brugdek wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-2 [8]. Hierbij wordt voor de belasting op het hele brugdek belastings-model 1 (LM1) aangehouden. Dit belastingmodel kan toegepast worden omdat de lengte waarop de belasting aangrijpt in alle te bestuderen toepassingssituaties kleiner is dan 200 meter. Bij het opstellen van deze belasting is aangenomen dat de draagconstructie symmetrisch is in de dwarsrichting.

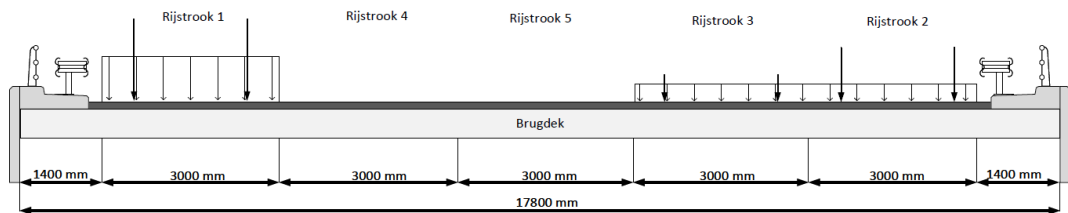
Voor dit belastings-model wordt het brugdek ingedeeld in theoretische rijstroken volgens NEN-EN 1991-2+C1 [8], tabel 4.1. Hierbij worden drie indelingen gemaakt. Indeling 1 heeft de zwaarste belasting aan de zijkant van het brugdek geplaatst, voor het grootste buigende moment in langs richting. In indeling 2 is de zwaarste belasting centraal op het brugdek geplaatst voor het grootste positieve buigende moment in dwarsrichting. Indeling 3 is juist gekozen voor het grootste negatieve buigend moment in het brugdek. De drie toegepaste indelingen zijn geschetst in Figuur 3-5, Figuur 3-6 en Figuur 3-7. In Tabel 3-1 zijn belastingen behorend bij de rijstroken weergegeven. Voor de α_{Q1} , α_{q1} en α_{qr} is 1,0 aangehouden volgens NEN-EN 1991-2 NB [9]. Er geldt $\alpha_{qi} = 1,15$ voor de doelgroep rijstrook voor vrachtverkeer en $\alpha_{qi} = 1,40$ voor de overige rijstroken.



Figuur 3-5 een schets van de theoretische rijstrookindeling voor indeling 1.



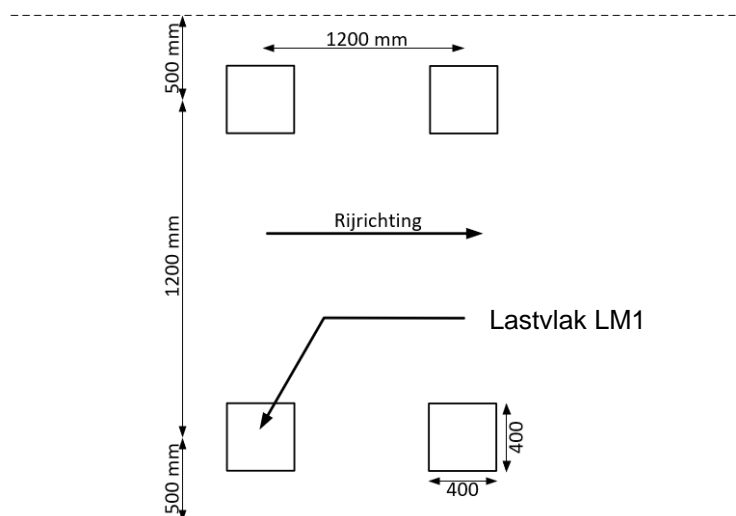
Figuur 3-6 een schets van de theoretische rijstrookindeling voor indeling 2.



Figuur 3-7 een schets van de theoretische rijstrookindeling voor indeling 3.

Rijstrook:	Tandemstelsel aslast $\alpha_{q_i} Q_{ik}$	Gelijkmatig verdeelde belasting (UDL) $\alpha_{q_i} q_{ik}$
Rijstrook 1	300 [kN]	10,35 [kN/m ²]
Rijstrook 2	200 [kN]	3,5 [kN/m ²]
Rijstrook 3	100 [kN]	3,5 [kN/m ²]
Rijstrook 4	-	3,5 [kN/m ²]
Rijstrook 5	-	3,5 [kN/m ²]

Tabel 3-1 een overzicht van de belastingen behorend bij de verschillende rijstroken.



Figuur 3-8 een schets van het tandemstelsel zoals het toegepast wordt voor belasting model 1.

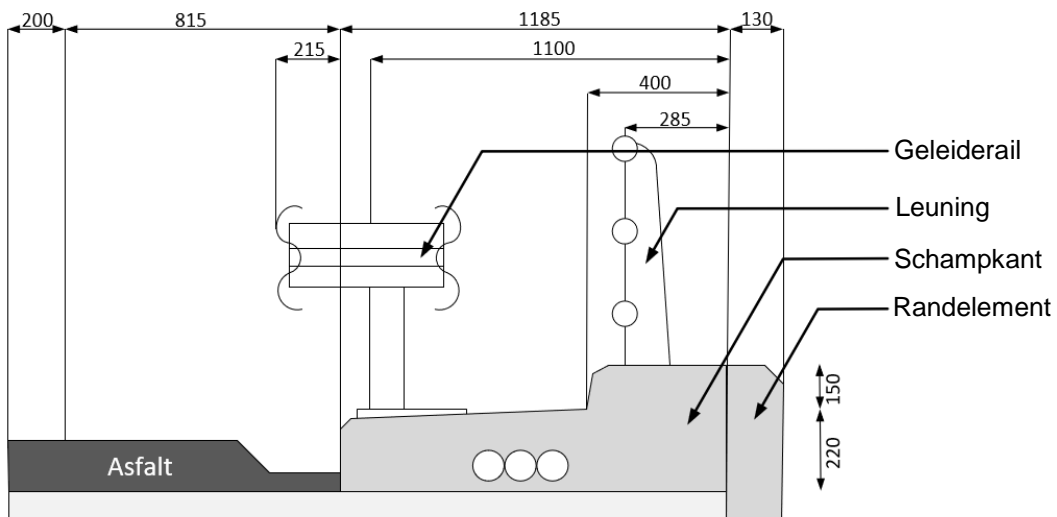
De rem en centrifugaal krachten veroorzaakt door de verkeersbelasting worden alleen meegenomen bij de berekening van de opleggingen en spelen dus geen rol bij het ontwerpen van het brugdek.

3.6.2 Asfalt

Een wegverharding van asfalt is aanwezig op het brugdek in de toepassings situatie. De asfalt laag is aanwezig over het gehele brugdek met uitzondering van een strook van 1185 mm breed aan de randen van het brugdek. De asfalt verharding steekt 215 mm door onder de geleiderail, de afschuining die overgaat in een goot is dus niet in mindering gebracht op de belasting zoals zichtbaar in Figuur 3-9. Voor het volumiek gewicht van het asfalt wordt $23,0 \text{ kN/m}^3$ aangehouden zoals voorgeschreven door de ROK, art. A.6 (2017). De dikte van deze asfaltverharding in millimeter is gegeven door de formule $140 + (L - 30)/4$, waarbij L de lengte van de grootste overspanning in meter is en de dikte minimaal 140 en maximaal 170 mm is. Deze asfalt laag is gebaseerd op de dikste standaardoplossing voor betonnen kunstwerken volgens RTD1009:2017, art.5.2.2 [10].

$p_{\text{asfalt}} = 3,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(overspanningslengte = 70 m, asfalt laagdikte = 150 mm)
$p_{\text{asfalt}} = 3,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(overspanningslengte = 80 m, asfalt laagdikte = 153 mm)
$p_{\text{asfalt}} = 3,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(overspanningslengte = 90 m, asfalt laagdikte = 155 mm)
$p_{\text{asfalt}} = 3,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$	(overspanningslengte = 100 m, asfalt laagdikte = 158 mm)

3.6.3 Schampkant



Figuur 3-9 een detail schets van de randafwerking zoals deze is gebruikt in de toepassings situatie.

Aan beide randen van het brugdek is een schampkant aangebracht. Deze is aangebracht op het brugdek vanaf de rand van het asfalt tot de rand van het brugdek, dit is 1185 mm in de toepassings situatie. Deze schampkant heeft een variërende hoogte van 220 mm direct aansluitend op het asfalt en een hoogte van 370 mm aansluitend op het randelement van het brugdek. In de schampkant zijn drie kabeldoorvoerbuizen aangebracht met een diameter van 90 mm. Deze hier gegeven schampkant is gebaseerd op het standaarddetail van zoals deze voorgesteld is in RTD1010:2017.

De belasting van deze betonnen schampkant is bepaald als een gelijkmatig verdeelde belasting over het oppervlakte van de schampkant. Hierbij zijn de afschuiningen verwaarloosd, maar de kabeldoorvoer buizen zijn meegenomen in de berekening van het oppervlakte van de doorsnede. Aangenomen is een volumiek gewicht van beton van 25 kN/m^3 . Het oppervlakte van de doorsnede van deze schampkant is dan $0,3016 \text{ m}^2$ over een breedte van 1185 mm. De belasting door het eigengewicht van deze schampkant wordt dan $6,4 \text{ kN/m}^2$.

$$p_{\text{schampkant}} = 6,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

3.6.4 Geleiderails

De belasting door het eigengewicht van de geleiderail zal als lijnbelasting op het brugdek geplaatst worden. Deze komt op 1100 mm vanaf de rand van het brugdek zoals zichtbaar is in Figuur 1-4. Hierbij is uitgegaan van een geleiderail type VLP 1R 133-60 zoals volgens ROK, art. 4.7.3.3 (2) gangbaar is op kunstwerken van Rijkswaterstaat. Deze geleiderail heeft een eigengewicht van 234 kg per 4 meter [11]. Dit geeft een lijnbelasting van ongeveer 0,56 kN/m op het brugdek, deze belasting is verhoogd tot 0,75 kN/m om rekening te houden met eventueel zwaardere geleiderail systemen.

$$q_{\text{geleiderail}} = 0,75 \text{ [kN/m]}$$

3.6.5 Leuning

In Figuur 3-9 is een standaard leuning geschetst zoals deze in de standaard details wordt aangeraden door Rijkswaterstaat. Omdat er veel verschillende ontwerpen leuning mogelijk zijn is besloten het eigengewicht te baseren op die van de toegepaste geleiderailconstructie. De belasting door deze leuning op het brugdek wordt dan 0,75 kN/m. Deze belasting wordt geplaatst op een afstand van 285 millimeter van de rand van het brugdek, zoals geschetst in Figuur 3-9.

$$q_{\text{leuning}} = 0,75 \text{ [kN/m]}$$

3.6.6 Randelementen

Zoals vermeld in paragraaf 3.4.5 is er een extra lijnbelasting aangebracht worden op de rand van het brugdek om de aanwezigheid van een randelement te simuleren. De lijnbelasting van dit rand element is geschat uitgaand van een betonnen rand element met een hoogte van 1 meter en een dikte van 130 mm., dit geeft een lijnbelasting op de rand van 3,25 kN/m. Een alternatief is om te kiezen voor een lichtgewicht metalen randelement, het verwacht eigengewicht hiervan is lager dan deze 3,25 kN/m zodat besloten is deze waarde als conservatieve schatting voor de randbelasting aan te houden.

$$q_{\text{rand}} = 3,25 \text{ [kN/m]}$$

3.6.7 Windbelasting

Om het ontwerpproces te vereenvoudigen is er voor alle toepassingsituaties een windbelasting bepaald. Er is bij de windbelasting uitgegaan worden van de basiswindsnelheid die geldt voor windgebied II volgens NEN-EN 1991-1-4 NB [12]. Hierbij is ervoor gekozen om een gemiddelde waarde te berekenen voor de windbelasting en omdat verwacht wordt dat het ontwerp weinig binnen wind gebied I toegepast zal worden. Bij deze berekening is uitgegaan van een hoogte van het wegdek ten opzichten van het maaiveld van 13 meter.

In deze paragraaf is een schatting gemaakt voor een gemiddelde verticale windbelasting die werkt op het brugdek. De horizontale windbelasting speelt voor de krachtsverdeling van het brugdek geen rol, maar deze wordt wel bestudeerd in de analyse van de opleggingen. De verticale windbelasting is bepaald volgens NEN-EN 1991-1-4 [13] en de nationale bijlage: NEN-EN 1991-1-4 NB.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 27,0 \text{ m/s, met } c_{dir}, c_{season} = 1,0$$

Voor windgebied II geldt $K=0,234$ en $n = 0,5$. De jaarlijkse overschrijdingskans is volgens de norm $p=0,01$.

$$c_{prob} = \left(\frac{1-K*\ln(-\ln(1-p))}{1-K*\ln(-\ln(0,98))} \right)^n = 1,042$$

$$v_b = v_{b,k} * c_{prob} = 28,13 \text{ m/s}$$

Er is uitgegaan van terreincategorie II voor onbebouwd gebied, hier geldt $z_0(m)=0,2$ en $z_{min}(m)=4$.

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} = 0,209 \text{ met } z_0 = 0,2 \text{ m}$$

De constructiehoogte van het brugdek is geschat op 4 meter, de onderzijde van het brugdek heeft een geschatte hoogte ten opzichten van het brugdek van 9 meter. Zodat de totale hoogte, z , gelijk is aan $9+3=13$ meter.

$$c_r(z) = k_r \ln \frac{z}{z_0} = 0,839 \text{ voor } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

De orografiefactor is 1,0 uitgaand van een wegdek zonder helling.

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 23,60 \text{ m/s}$$

De turbulentie intensiteit, $k_1 = 1,0$.

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) * \ln(z/z_0)} = 0,25$$

$$C_e = \frac{(1 + 7 * l_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)}{\frac{1}{2} * \rho * v_b^2} = 1,93 \text{ met } \rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

De krachtcoëfficiënt voor bruggen is bepaald voor de verticale belasting $c_{f,z} = 0,9$.

$$C_z = c_{f,z} * c_e = 1,74$$

$$q_{p,z} = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C_z = 0,861 \text{ kN/m}^2$$

De maatgevende windbelasting die opgenomen wordt in de belastingcombinatie is de maximale waarde van $\psi_0 * F_{p,z}$ en $F_{p,z}$, waarbij $F_{p,z}$ de verticale stuwdruk is voor een situatie met verkeer op het brugdek, dus met een lagere basiswindsnelheid van 23 m/s.

$$q_{p,z}^* = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C_z = 0,624 \text{ kN/m}^2$$

De geschatte maatgevende waarde voor de verticale stuwdruk over het volledige brugdek wordt dan:

$q_{\text{wind}} = 0,63 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
--

3.6.8 Thermische belasting

De thermische belasting wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-1-5 en de nationale bijlage zoals deze voor Nederland verplicht is. Deze invloed van deze belasting is afhankelijk van de gekozen variant en kan dus ook pas bepaald worden met een gedetailleerd ontwerp. Aangezien het brugdek in eerste instantie alleen ontworpen is voor situaties zonder scherpe kruisingshoek is dit geen probleem, omdat in deze situaties meestal geen grote effecten zijn te verwachten door de thermische belasting.

3.6.9 Stootbelasting

Voor de toepassingssituatie waarbij er sprake is van wegverkeer onder het brugdek moet het brugdek sterk genoeg zijn om een aanrijding tegen de onder of zijkant van het brugdek te kunnen weerstaan. Hierbij moet de onderzijde de belasting kunnen afdragen naar steunpunten. Ook voor de opleggingen is deze aanrijbelasting dus van belang.

Deze aanrijbelasting is bepaald volgens NEN-EN 1991-1-7 [14] en de nationale bijlage [15]. Hierbij wordt uitgegaan van hoogte van de onderzijde van het brugdek van 4,7 meter, de minimale hoogte van een kunstwerk over de snelweg in Nederland. De stootbelastingen zijn gegeven voor een autosnelweg volgens de nationale bijlage. De belastingen treden niet gelijktijdig op.

$F_{dx} = 2000 \text{ [kN]}$	(aangebracht op een aangrijpingsoppervlakte van $2,00 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$)
$F_{a,\beta} = 600 \text{ [kN]}$	(aangebracht op een oppervlakte van $0,25 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$ gemeten loodrecht op de werkrichting van de kracht met $0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$)

Voor de toepassings situatie waarbij sprake is van kruisend scheepvaartverkeer moet rekening gehouden worden met aanvaring door een schip. NEN-EN 1991-1-7 (2015) geeft hiervoor een indicatieve waarde van 1MN. Deze waarde is minder dan de bot belasting gegeven voor aanrijdingen met vrachtauto's zodat deze waarde niet maatgeven is voor het ontwerp.

$$F_{\text{aanvaring schip}} = 1000 \text{ [kN]}$$

(niet maatgevend)

3.6.10 Aardbevingen

Zoals bepaald in de toepassings situatie zal het brugdek getoetst worden op de zwaarste gevolgklasse, CC3. De Richtlijn Ontwerp Kunstwerken, ROK schrijft voor dat een brugdek, dat in deze gevolgklasse valt op aardbevingsbelastingen moet worden ontworpen. In de toepassings situatie is er van uitgegaan dat het brugdek niet in een aardbevingsgevoelig gebied wordt gebouwd zodat deze belasting niet meegenomen hoeft te worden.

3.6.11 Overige belastingen

De belasting van eventueel aanwezige verlichtingsmasten, bewegwijzering, kabels en andere kleine elementen wordt dusdanig klein geacht dat deze verwaarloosd kunnen worden als belasting voor deze representatieve toepassings situatie.

4. Eisen, wensen en randvoorwaarden

In dit programma van eisen worden alle eisen, wensen en randvoorwaarde behandeld die van belang zijn bij het ontwerpen van een variant. De hier gedefinieerde wensen zijn tevens gebruikt worden om de verschillende varianten die volgen uit de variantenstudie te beoordelen. Ook zal er aandacht zijn voor de specifieke normen waar het ontwerp aan moet voldoen. Daarnaast wordt een overzicht gegeven van de belastingen op de totale constructie.

4.1 Eisen

4.1.1 Geschikt voor de toepassingssituaties

Het ontwerp moet geschikt zijn voor toepassing als overspanning van een snelweg en als overspanning van een kanaal. Dit heeft tot gevolg dat het ontwerp moet voldoen aan een aantal normen en richtlijnen die gelden in Nederland. De belastingen die werken op het brugdek zijn ook gedefinieerd in de omschrijving van deze toepassingssituatie.

Dit heeft tot gevolg dat de ontwerplevensduur 100 jaar is en de gevolgklasse CC3. Ook moet de oplossing bestand zijn tegen botsingen met vrachtwagens en schepen. Aangezien het ontwerp ook moet voldoen aan de richtlijnen van Rijkswaterstaat betekend dit ook dat het ontwerp moet voldoen aan de zeeg eis zoals vermeld in de ROK, art. 7.4.1.

4.1.2 Geschikt voor fabrieksmatige productie

Het ontwerp moet bestaan uit zoveel mogelijk gelijksoortige elementen die zo eenvoudig en goedkoop mogelijk op een fabrieksmatige en gestandaardiseerde manier zijn te produceren. Hierbij moet gedacht worden aan eenzelfde standaardiseerbaarheid zoals dat mogelijk is bij de huidige liggertypen en dat het ontwerp bestaat uit zo veel mogelijk vergelijkbare elementen.

4.1.3 Variabele breedte

Het ontwerp moet geschikt zijn voor wegdekken met verschillende breedtes, dus niet alleen de breedte zoals deze is gedefinieerd in de toepassingssituatie. Dit is van belang om een oplossing te vinden die zo breed mogelijk toegepast kan worden in werkelijke situaties.

4.2 Wensen

4.2.1 Constructie

De constructie zal zo efficiënt mogelijk gebruik moeten maken van het materiaal. Ook is het van belang dat de constructiehoogte beperkt blijft dit om de kosten van op- en afritten zo beperkt mogelijk te houden. Ook vanuit esthetisch oogpunt heeft een slanke constructie de voorkeur.

4.2.2 Productie

Het ontwerp dient uit zoveel mogelijk gelijkvormige elementen te bestaan, dit om zo effectief mogelijk gebruik te maken van de prefabricage in de fabriek. Ook is de wens dat de elementen zo eenvoudig mogelijk te produceren zijn met zo veel mogelijk gestandaardiseerde bekistingvormen.

4.2.3 Vromvrijheid

Om de toepasbaarheid van het systeem zo breed mogelijk te maken moet het brugdek zo vrij mogelijk ingedeeld kunnen worden. Hierbij moet gedacht worden aan de vrijheid om het gebruik van het brugdek vrij in te delen en de vrijheid om het brugdek met bijvoorbeeld een kruisingshoek te bouwen.

4.2.4 Transport

De prefab elementen van het ontwerp moeten zo eenvoudig en gemakkelijk mogelijk te transporteren zijn. Om het mogelijk maken dat het ontwerp praktisch overal toegepast kan worden is het van belang dat dit transport ook over de openbare weg plaats kan vinden.

4.2.5 Montage

De oplossing dient een zo eenvoudig mogelijke bouwmethode te hebben. Hierbij moet gedacht worden aan zo eenvoudig mogelijk hijskranen en ander hulpmiddelen. Ook moet deze methode zo weinig mogelijk hinder voor de omgeving geven en het kruisend verkeer. Een noodzakelijke afsluiting moet zo kort mogelijk duren en bijvoorbeeld in de nacht uit te voeren zijn.

4.2.6 Duurzaamheid

In het ontwerp is waar mogelijk gestreefd worden naar een ontwerp dat zo minmogelijk schadelijke gevolgen heeft voor mens en milieu en bijvoorbeeld een zo laag mogelijk koolstofdioxide uitstoot tijdens de levensduur van de constructie. Dit zal zich vooral vertalen naar een zo minimaal mogelijk materiaal gebruik tijdens de productie.

Een ander mogelijkheid om het ontwerp te verduurzamen is te streven naar circulair ontwerp. Hierbij kan het brugdek op een hoogwaardige manier opnieuw ingezet worden, zonder gerecycled te hoeven worden. Dit streven naar circulair bouwen is ook een streven van de Rijksoverheid. Hierbij is het doel om voor 2050 de volledige Nederlandse economie circulair te maken. Rijkswaterstaat heeft zelf als doel om voor 2030 volledig circulair te werken [16]. Hiermee wordt bedoeld dat al het afval hoogwaardig hergebruikt wordt, zodat er een gesloten afvalstroom ontstaat. Dit betekent voor de te ontwerpen varianten vooral dat het brugdek eenvoudig te demonteren moet zijn en hergebruikt kan worden om een nieuw viaduct te bouwen. Tijdens de ontwerpfase is er daarom geprobeerd om een ontwerp te ontwikkelen dat zoveel mogelijk beantwoord aan deze duurzaamheidsdoelstellingen.

4.2.7 Kosten

Het ontwerp moet een zo laag mogelijke integrale kostprijs hebben. Hiermee wordt bedoeld dat de totale prijs van het brugdek, zowel de aanleg van het brugdek, de aanleg van de constructies daaromheen als de instandhouding een zo laag mogelijke kostprijs hebben. Deze wens is indirect beschouwd in de voorgaande eisen, een efficiënte constructie met een eenvoudige productie gemakkelijke montage en transport zal ook een constructie zijn met een relatief lage kostprijs.

4.3 Randvoorwaarde

4.3.1 Fabriek

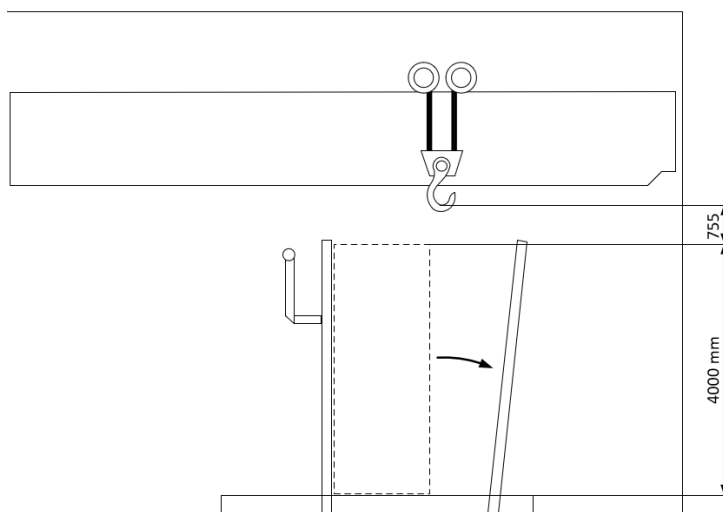
Een van de doelen van Spanbeton is om groter overspanningen te produceren, zonder daarvoor de fabriek steeds te hoeven vergroten. Daarom moet het ontwerp te voldoen aan de randvoorwaarden die gesteld worden door de fabriek. Hierbij moet gedacht worden aan een maximaal hijsgewicht voor de beton elementen, maximaal aantal voorspanstrengen (de maximale spankracht) en de maximale hoogte van de productiehal. Hieronder wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste grenzen van de fabriek van Spanbeton.

Maximaal hijsgewicht = 170 [ton]	<i>(180 [ton] zonder hijsmiddelen)</i>
Maximale spankracht = 2250 [ton]	<i>(102 strengen Ø 15,7 Y1860S7)</i>
Maximale lengte elementen = 60 [m]	<i>(Kleine uitzonderingen mogelijk)</i>
Maximale hoogte = 4,0 [m]	<i>(gewenst: kleiner dan 3,2 meter)</i>

De maximale hoogte van de elementen wordt door veel verschillende factoren beïnvloed. Allereerst de maximale hoogte tot waar de bovenloopkranen in de productiehal kunnen hijsen en de noodzakelijke hijsmiddelen spelen een belangrijke rol. Ook heeft de gebruikte bekisting en hoe deze openkapt invloed op de maximale hoogte. Tenslotte wordt de maximale hoogte

ook beïnvloed door de gebruikte stortkar, de installatie die noodzakelijk is om het beton te kunnen storten.

De maximale hoogte is als volgt bepaald 5355 mm (maximale hoogtehijshaak) – 700 mm (minimale hoogte hijsmiddelen) – 300 mm (vloer spanbaan) – 300 mm (vloer bekisting) = 4055 mm hierbij moet opgemerkt worden dat er is gerekend met een bekisting die bij opening zeer laag is om te voorkomen dat deze in botsing komt met het element. Ook is de bekistingsvloer lager aangenomen dan op dit moment gebruikelijk is en zullen er speciale lage lorries noodzakelijk zijn. Het kan ook noodzakelijk zijn om de deur van de productiehal te vergroten. Tenslotte zal er ook een speciale, extra dunne of in hoogte verstelbare, stortkar noodzakelijk zijn om deze elementhoogte goed te kunnen storten. Het verdient zeker de aanbeveling om voor alle element hoogtes groter dan 3,2 meter uitgebreid te controleren en na te meten of deze daadwerkelijk geproduceerd kunnen worden in de huidige fabriek. Deze 3,2 meter is als volgt berekend: 5355 mm (maximale hoogte hijshaak) – 1000 mm (hoogte hijsmiddelen) – 1150 mm (transportlorrie) $\approx 3200 \text{ mm}$.



Figuur 4-1 een schets van de hijs haakhoogte en maximale elementhoogte. De zij wand van de bekisting zal hierbij of helemaal wegenomen moeten worden om het element uit de bekisting te halen

4.3.2 Transport

Om te zorgen dat het ontwerp flexibel en op verschillende locaties ingezet kan worden is het doel dat de geprefabriceerde elementen over de weg te transporteren zijn. Om de grenzen van transport over de weg vast te stellen is overleg gevoerd met de vaste transporteur van Spanbeton, transportbedrijf Van der Meijden, ook uit Koudenberg aan den Rijn. Dit bedrijf heeft veel ervaring met ligger transport en is dus bekend met de vergunningsprocedures, wetgeving en de organisatie die bij een dergelijk transport kom kijken. Opgemerkt moet worden dat er niet direct maximale dimensies voor de elementen te noemen zijn, de maximale afmetingen hangen sterk samen met bijvoorbeeld de eindbestemming. Voor elk transport moet dus een aparte route gepland worden en een aparte vergunning aangevraagd worden bij de wegbeheerders. Het is dus ook niet mogelijk om harde buiten grenzen aan te geven wat betreft het maximale lengte, hoogte, breedte en het minimale gewicht. Maar er is wel een praktisch maximum aangegeven dat als houvast dient tijdens het ontwerpproces.

Voor het maximale gewicht is geen wettelijke begrenzing, 160 tot 170 ton ligger gewicht wordt door van der Meijden als praktisch maximum aangehouden. Omdat bij een hoger gewicht het plannen van een geschikte route zeer lastig wordt. Hierbij moet opgemerkt worden dat dit maximale eigengewicht kleiner wordt voor kortere elementen, de belasting wordt dan immers over een kleiner oppervlakte gespreid. Ook zijn er geen vrachtwagens op de markt die geschikt zijn om de combinatie, die dan zwaarder wordt dan 250 ton, te trekken.

Ook voor de maximale lengte is geen wettelijk maximum. Toch wordt 60 meter als een praktisch grens aangehouden. Bij langere liggers wordt het steeds lastiger om de combinatie onder controle te houden. Ook moeten er dan bijzonder veel aanpassingen gedaan worden aan de wegen, zoals het verwijderen van lantaarnpalen en het leggen van rijplaten in de

bochten. Door Van der Meijden worden langere ligger transporten dan 60 meter ook als onverantwoord gezien omdat de combinatie steeds lastiger te besturen zal zijn op de snelweg.

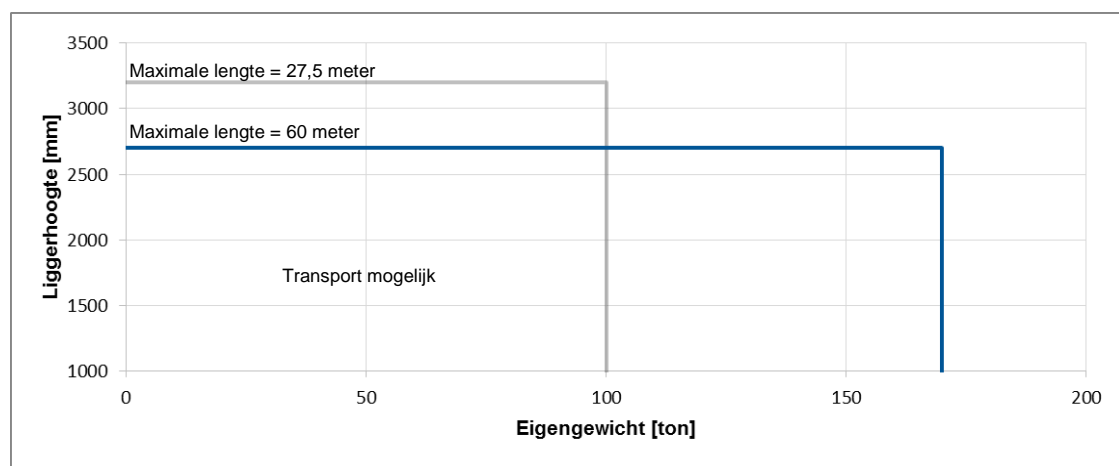
De maximale hoogte van de elementen is ook sterk afhankelijk van de eindbestemming, een laag viaduct vlak voor de bestemming kan immers al een belemmering zijn voor het transport. De hoogte van de totale combinatie mag maximaal 4,3 meter zijn, met een trailer hoogte van 1,6 meter geeft dat een maximale element hoogte van 2,7 meter. Hierbij moet opgemerkt worden dat een kortere elementlengte kan zorgen voor een groter maximale hoogte. Bij een kortere ligger kan een lagere trailer gebruikt worden (1,1 meter) en er bestaat tevens minder risico dat een combinatie vast loopt op bijvoorbeeld een aquaduct met steile hellingen.

De maximale breedte van een transport is ook niet begrensd, maar een transport breder dan 4 meter op de autosnelweg, of breder dan 3,5 meter op het onderliggende wegennet heeft begeleiding nodig en heeft beperkte rijtijden [17]. Ook wordt het voor extreem brede elementen steeds lastiger om de eindbestemming te bereiken omdat er meer aanpassingen aan de route noodzakelijk zijn om bijvoorbeeld de bochten te kunnen maken.

Eventueel bestaat ook de mogelijkheid om een transport zonder vergunning samen te stellen. Hiervoor is dan ook geen extra transport begeleiding nodig om de vrachtwagen. Hiervoor mag de totale combinatie niet langer zijn dan 27,5 meter, niet breder dan 3,5 meter, niet hoger dan 4 meter en niet zwaarder dan 100 ton.

In het algemeen moet opgemerkt worden dat voor dergelijke bijzondere transporten altijd uitvoerig onderzoek gedaan moet worden naar de mogelijke route. Eventueel moeten kunstwerken fysiek opgemeten worden om te controleren of het mogelijk is dit kunstwerk te passeren. Dit heeft soms tot gevolg dat er omgereden wordt om bepaalde kunstwerken niet te hoeven kruisen. Ook komt het voor dat een transport de opdracht krijgt om een kunstwerk in het midden van het wegdek te berijden om zo de belasting te spreiden over het volledige viaduct. Afhankelijk van de situatie kunnen de hier vermelde maximum waarden dus hoger of lager uitvallen.

Maximaal gewicht = 170 [ton]	<i>(minder bij korte lengte)</i>
Maximale lengte = 60 [m]	<i>(officieel onbegrensd)</i>
Maximale hoogte = 3,2 [m]	<i>(2,7 meter voor lange elementen)</i>
Maximale breedte = 5 [m]	<i>(onbegrensd, maar kleiner dan 4 meter is aan te raden)</i>



Figuur 4-2 een grafiek die het globale verband tussen de maximale elementlengte, elementhoogte en het eigengewicht weergeeft, voor de standaard transport beschikbare trailers.

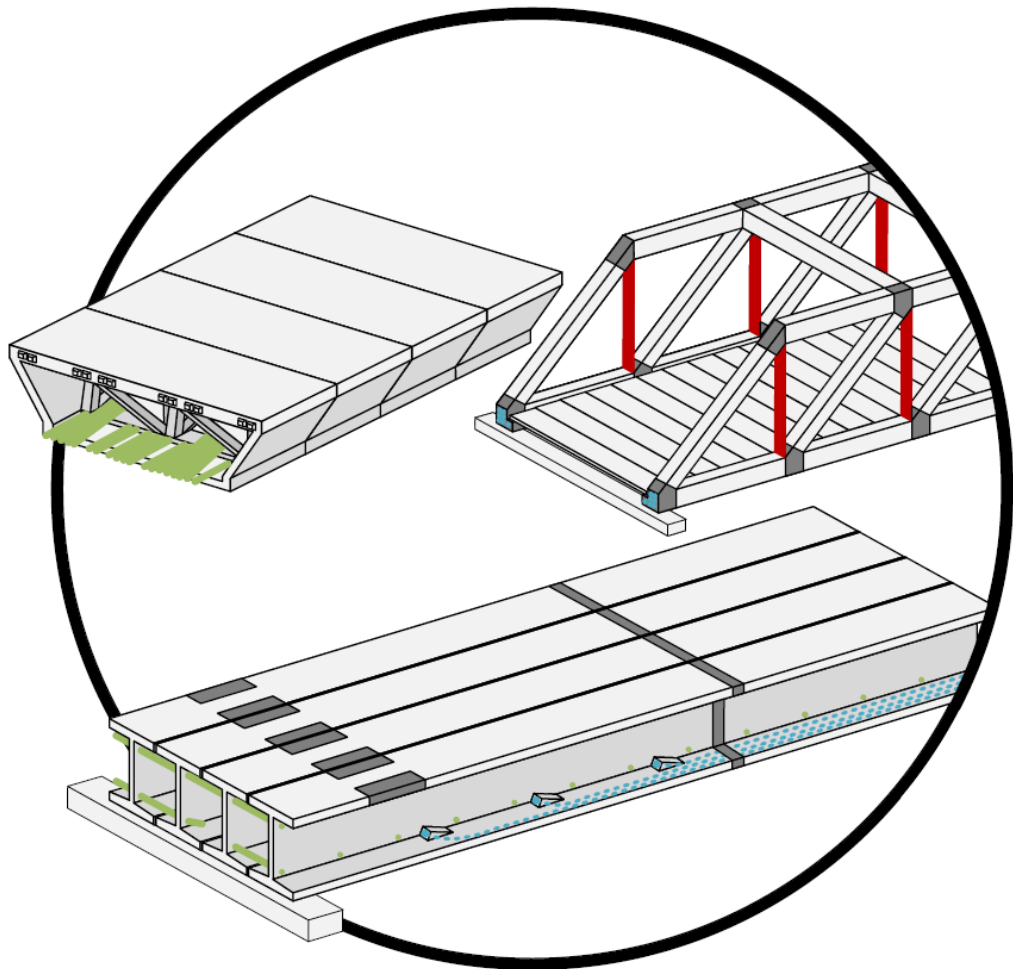
Een alternatief, indien transport over de weg niet mogelijk is, is het transport over het water. Dit heeft als cruciaal nadeel dat niet alle locaties te bereiken zijn over het water, zeker voor snelwegen zal dit vaak geen geschikte oplossing zijn. Een mogelijke oplossing is dan om een combinatie van beide vervoermiddelen te gebruiken om de bouwlocatie te bereiken, maar dit zal aanzienlijk duurder uitvallen. Het belangrijkste voordeel van transport over het water is dat

er veel langere en zwaardere betonnen elementen vervoerd kunnen worden, ook de maximale hoogte zal minder snel een probleem zijn [18].

4.4 Maximale constructiehoogte

In de opgestelde eisen, wensen en randvoorwaarden komt duidelijk naar voren dat de maximale elementhoogte een eis is die vanuit meerdere richtingen zeer belangrijk is. Tijdens het ontwerpproces zal hier veel aandacht voor moeten zijn omdat een beperking van deze hoogte op meerder fronten kan leiden tot een aanzienlijke kostenbesparing. Denk hierbij aan de kosten voor de op- en afritconstructies, het transport en noodzakelijke aanpassingen aan de infrastructuur van Spanbeton.

Deel II: De variantenstudie



Het tweede deel van het rapport is de variantenstudie. In dit deel wordt met behulp van het opgestelde programma van eisen, wensen en randvoorwaarde eerst verschillende varianten ontworpen. De varianten zijn vervolgens onderling vergeleken om de meest geschikte oplossing te vinden.

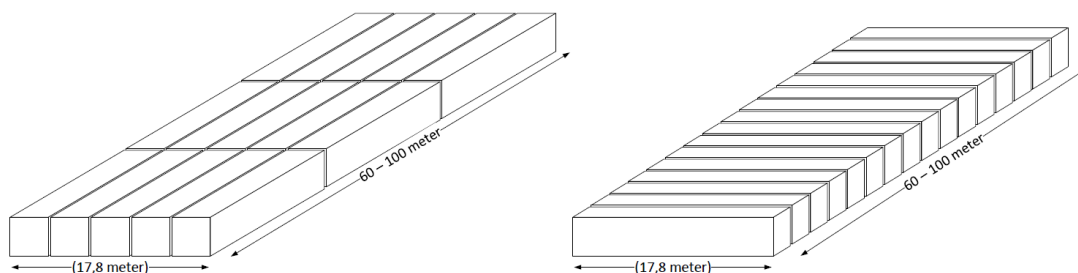
5. Opzet van de variantenstudie

Om een prefab betonnen brug geschikt voor overspanningen van ongeveer 60 tot 100 meter te bouwen zijn uiteraard veel mogelijke oplossingen. De voorwaarde dat de brug statisch bepaald moet zijn verkleint het aantal mogelijke oplossingsrichtingen echter aanzienlijk. Er zijn 4 mogelijke basis oplossingen opgesteld, dit zijn:

- | | | |
|-----------------------------|---|---|
| 1. Samengestelde liggerbrug | } | Varianten geschetst in hoofdstuk 2 en 3 |
| 2. Segmentbrug | | |
| 3. Boogbrug | } | Varianten geschetst in hoofdstuk 4 |
| 4. Vakwerkbrug | | |

Hierbij hebben de samengestelde liggerbrug, een liggerbrug met liggers opgebouwd uit meerdere liggerdelen in de lengterichting en de segmentbrug ongeveer dezelfde opbouw in de eindfase, beide oplossingen bestaan uit een orthotrope plaat waarbij het verkeer bovenop de constructie rijdt. De boog- en vakwerkbrug hebben ook een vergelijkbare opbouw, een rijvloer die aan beide zijden ondersteund is door een vakwerk- of boog constructie die de belasting in de lengterichting afdraagt naar de opleggingen.

5.1 Samengestelde ligger- en segmentbrug

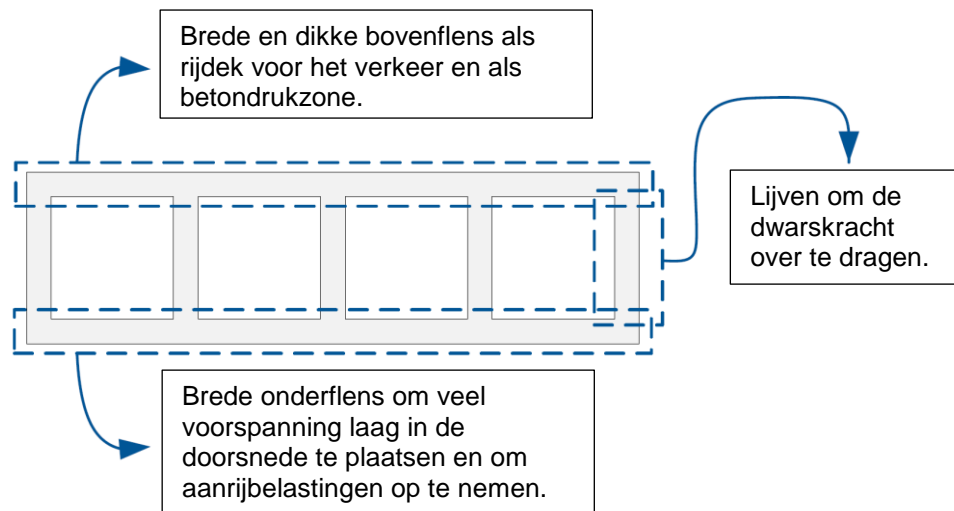


Figuur 5-1 een schets met de opbouw in prefab elementen van een samengestelde liggerbrug (links) en een segmentbrug (rechts).

De constructie van de gecombineerde ligger en de segmentbrug verschillen in de eindsituatie weinig van elkaar. Beide type bruggen dragen de belasting als een plaat, waarbij het verkeer bovenop de constructie aanwezig is. Het belangrijkste verschil tussen de twee typen is hoe de constructie verdeeld is in geprefabriceerde elementen. Bij een segmentbrug lopen de voegen tussen de prefab elementen alleen in de dwarsrichting van het brugdek. Bij de gecombineerde liggerbrug lopen er zowel voegen in de dwars als in de lengterichting van het brugdek. Deze opbouw heeft gevolgen voor de mogelijke bouwmethode, het transport en de te gebruiken voorspannsystemen.

Voor beide type oplossingen zullen ook de doorsnede weinig van elkaar verschillen. De ideale doorsnedevorm¹ bestaat voor beide type uit een bovenflens die dient als rijdek en als beton drukzone, een onderflens over de volledige breedte van het brugdek. Hierdoor is de onderzijde in staat om zware aanrijbelastingen op te nemen en kan er voorspanstaal over de volledige breedte worden aangebracht om zoveel mogelijk staal zo laag mogelijk in de doorsnede te positioneren. Dit is noodzakelijk om een zo slank mogelijke constructie te bouwen, die in Nederland gewenst is. Deze onder- en bovenflens moeten vervolgens zijn verbonden door lijven om de dwarskracht over te kunnen dragen Deze doorsnede is geschetst in Figuur 5-2.

¹ De hier beschreven ideale doorsnede is gebaseerd op een gastcollege gegeven door C. Quartel voor het vak Concrete Bridges aan de TU Delft in het collegejaar 2017/2018.



Figuur 5-2 een schets van de ideale doorsnedeform met een onder- en bovenflens verbonden door meerdere lijven.

De samengestelde liggerbrug en in mindere mate de segmentbrug lijken constructief gezien sterk op de bestaande liggerbruggen. Beide oplossing dragen de nuttige belasting af als een orthotrope plaat naar de opleggingen. De vraag is dus hoe een constructietype, dat nu al tegen de maximale grenzen aan loopt, geschikt kan worden gemaakt voor grotere overspanningen en dat met een minimale constructiehoogte. Door bij deze oplossing te streven naar een minimale constructiehoogte wordt geprobeerd om twee voordelen te behalen: transport over de weg blijft, ook voor de lange overspanningen, mogelijk en de kosten voor op- en afrit constructies kunnen beperkt blijven.

5.1.1 Ontwerpstrategie

Uit proefberekeningen met een fictief I-vormig profiel is vast komen te staan dat bij overspanningen van 100 meter ongeveer 70% van het buigende moment in de individuele ligger eigengewicht is (een samenvatting van deze berekening is toegevoegd als bijlage A). De meest effectieve manier om de gewenste overspanning mogelijk te maken is daarom het verminderen van het eigengewicht van de constructie.

Een tweede mogelijkheid om de belasting op de constructie te verminderen is het vergroten van de dwarsstijfheid van het brugdek. Hierdoor zal de belasting meer gespreid worden over het brugdek zodat de individuele liggers ontlast worden. Opgemerkt moet worden dat het vergroten van de dwarsstijfheid niet een grote toename van het eigengewicht van de constructie mag veroorzaken om te voorkomen dat de voordelen van deze betere spreiding teniet gedaan worden.

Tenslotte kan de constructiehoogte verminderd worden door het toepassen van hogesterktebeton in de drukzone en meer staal in de trek zone om zo met een kleinere constructiehoogte en dus een kleinere arm een gelijke momentcapaciteit te bereiken.

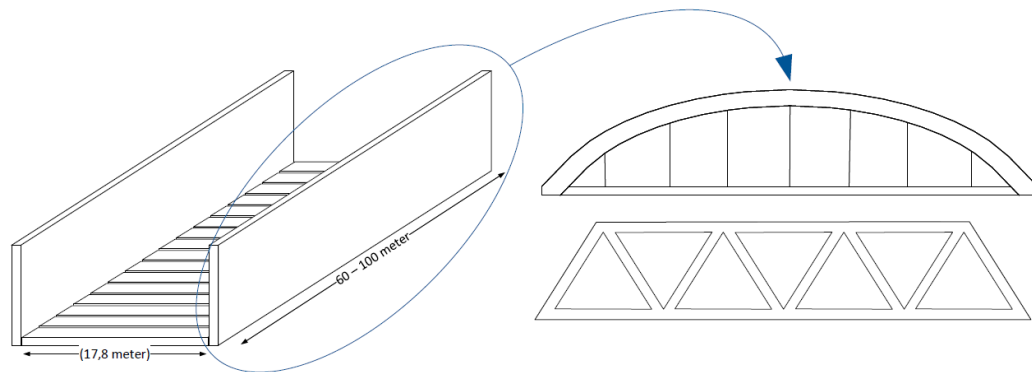
De gevolgde ontwerpstrategie is hieronder samengevat. Hierbij heeft de eerste gepresenteerde maatregel de grootste voorkeur.

1. Eigengewicht van de constructie verminderen.
 - a. Dekking minimaliseren in dikte en lengte².
 - b. Geen constant profiel over de volledige lengte van de overspanning.
 - c. Smallere liggerlijven door toepassen hogesterktebeton (tot C90/105).
 - d. Vergroten werkende breedte voor minder liggerlijven per meter.
2. Beter spreiding van de belasting.
 - a. Verhogen van de dwarsbuigstijfheid.

² Met de lengte van de dekking wordt bedoeld de totale omtrek van de constructie, deze moet immers voorzien worden van betondekking.

- b. Verhogen van de torsiestijfheid.
- c. Verhogen van de dwarsafschuifstijfheid.
- 3. Vergroten trek- en druksterkte van de druk- en trekzones.
 - a. Toepassen hogesterktebeton (tot C90/105) voor een sterkere betondrukzone.
 - b. Toepassen (nog) meer voorspanning in de trek zone.
 - c. Toepassen drukwapening in de drukzone.

5.2 Boog- en vakwerkbrug



Figuur 5-3 een schets van de opbouw van een boog- en vakwerkbrug in prefab elementen.

Een andere mogelijke oplossing is een prefab betonnen vakwerkbrug of boogbrug. Hierbij wordt niet de totale constructiehoogte zo klein mogelijk gemaakt maar wordt de rijvloer zo laag mogelijk geplaatst en aan de zijkanten ondersteund door een vakwerk of boogconstructie. Ook op deze manier kan bespaard worden op de kosten van op- en afritconstructies. De vakwerk- en boogconstructie zullen hierbij in een aantal kleine prefab elementen verdeeld worden om deze transporteerbaar te houden. Dit heeft wel tot gevolg dat deze randconstructie op of nabij de bouwlocatie samengesteld moeten worden tot een totale constructie.

In veel situaties waar in Nederland een overspanning van 60 tot 100 meter is overbrugd is op dit moment een stalen vakwerk of boogbrug toegepast. De geschetste varianten zijn dus prefab betonnen varianten van de op dit moment toegepaste oplossingen in staal.

5.2.1 Ontwerpstrategie

In tegenstelling tot de samengestelde ligger- en segmentbrug is de vakwerk- en boogbrug niet ontworpen met als doel een zo slank mogelijke constructie, het doel is slechts een zo laag mogelijk brugdek ten opzichte van de onderzijde van de constructie. Juist het verhogen van de totale constructiehoogte kan gebruikt worden om het materiaalgebruik en dus ook het eigengewicht van de constructie te verminderen.

Het belangrijkste probleem bij dit type oplossingen is de verbinding tussen de prefab elementen zijn. De vakwerk of boogconstructies die het brugdek in de lengterichting moeten dragen moeten opgebouwd worden uit kleine elementen anders zijn deze niet te transporteren vanaf de fabriek naar de bouwlocatie. Alleen met verbindingen die eenvoudig en betrouwbaar te maken zijn op de bouwlocatie kan een prefab betonnen vakwerk of boogbrug een bruikbare oplossing zijn.

5.3 Bestaande bruggen

De eerste stap om de deel varianten voor een prefab betonnen brug te schetsen is het bestuderen van bestaande brug oplossingen. De eerste conclusie die hieruit getrokken kan worden is dat er bijna geen statisch bepaalde prefab betonnen bruggen zijn met een overspanning van ongeveer 100 meter. Helemaal niet als ook nog de eis voor een grote slankheid van de constructie meegenomen wordt. Hieronder zijn verschillende bruggen en soorten bruggen beschreven die op hun eigen manier relevant zijn voor het onderzoek of als inspiratie hebben gediend voor de beschreven deelvarianten.

5.3.1 Liggerbruggen

Brug over het van Starckenborghkanaal

De langste prefab betonnen liggerbrug van Nederland is op dit moment de brug over het van Starckenborghkanaal in Friesland. De liggers van dit viaduct hebben een lengte van 68 meter en zijn uitgevoerd als kokerliggers die onderling verbonden zijn door middel van dwarsvoorspanning tot een brugdek [19]. De liggers zijn uitgevoerd in de hoogste, door de NEN-EN norm toegestane betonsterkteklasse van C90/105. Zover bekend zijn de gebruikte liggers de langste prefab betonnen liggers ter wereld [20].

Gesplitste liggerbrug (Spliced girder bridge)

Een methode om langer overspanningen dan 60 meter mogelijk te maken is het bouwen van een zogenaamde spliced girder bridge. Met dit type liggerbrug zijn overspanningen van ongeveer 60 tot 80 meter mogelijk [21]. Bij dit type brug bestaat uit een prefab middenligger deze wordt opgehangen aan twee prefab randliggers, die gemonteerd zijn op de ondersteunende pijlers. Vervolgens worden de liggers door middel van een natte knoop verbonden en met doorgaande voorspanning tot een statisch onbepaalde constructie gevormd. In Nederland is dit type constructie zover bekend niet toegepast al lijken bijvoorbeeld de Louis Raemaekersbrug in Roermond en de brug in de A35 over het Twentekanaal nabij Almelo er sterkt op. Het belangrijkste verschil is dat de koppeling tussen de liggers is uitgevoerd als een scharnier oplegging in plaats van als een moment vaste verbinding.

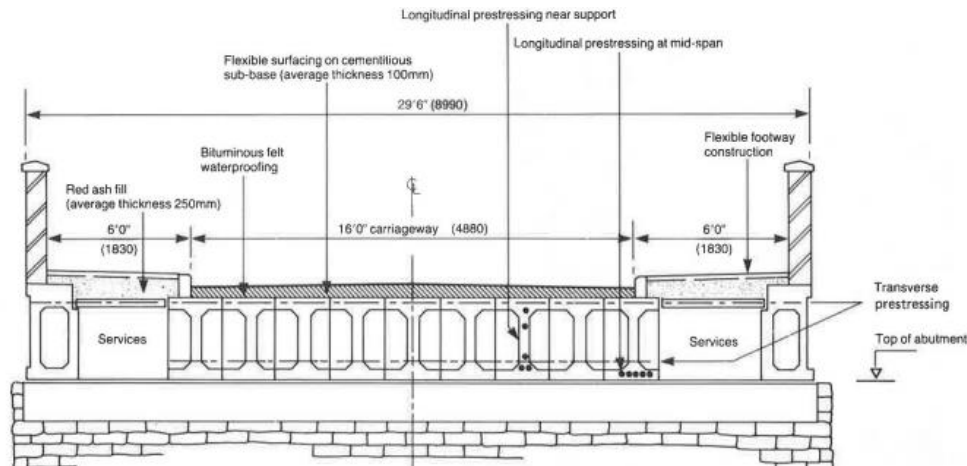
Dit type constructie is dus een statisch onbepaalde oplossing en kan dus niet direct gebruikt worden als mogelijk alternatief. Maar de gebruikte koppeltechniek door middel van een natte knoop, om de twee prefab delen met elkaar te verbinden, kan als voorbeeld dienen hoe dit op een eenvoudige manier kan gebeuren.



Figuur 5-4 een Spliced girder bridge tijdens de bouw.

Ynys-y-Gwas bridge

De Ynys-y-Gwas bridge was een prefab betonnen segmentbrug in Wales, Groot-Brittannië. De brug is gebouwd in 1953 en ingestort in 1985. Deze brug is niet bijzonder vanwege de overspanning, deze bedroeg slechts 18,3 meter. Maar het ontwerp van deze brug lijkt wat betreft de doorsnede sterk op een aantal beschreven combinatieligger deelvarianten, namelijk de combinatie kokerliggerdoorsnede. Ook zijn de I-vormige ligger elementen zowel in de lengterichting als in de dwarsrichting aan elkaar gemaakt met behulp van voorspanning met nagerekt staal.



Figuur 5-5 een dwarsdoorsnede tekening van de opbouw van de Ynys-y-Gwas bridge.

Uit onderzoek naar het instorten van deze brug is gebleken dat de belangrijkste oorzaak voor het instorten corrosie aan de voorspankabels is geweest. Deze corrosie is veroorzaakt door het slecht injecteren van de voorspankanalen. Ook het onvoorziene gebruik van strooizout en een onvoldoende waterdichtheid van het brugdek hebben bijgedragen aan de corrosie van de voorspankabels [22].

De gelijkenis tussen deze ingestorte brug en een aantal geschetste varianten hoeft niet direct een rede zijn om deze varianten af te wijzen. Deze brug is immers gebouwd in een periode dat er veel minder ervaring was met voorgespannen beton en door het toepassen van de huidige normen en regels kan een deel van de oorzaken worden weggenomen. Bijvoorbeeld het dikke asfaltpakket, van 140 mm, dat Rijkswaterstaat eist volgens ROK art. 5.2.3 [5], voorkomt dat strooizout de constructie in kan trekken. Hierdoor is een belangrijke oorzaak van het instorten van deze brug al weggenomen voor de toekomstige oplossing. Maar het is goed om te beseffen wat de risico's kunnen zijn van liggers met voegen in de lengterichting van het brugdek op de voorspanning en dat het juist injecteren van de voorspankanalen essentieel is voor een voldoende duurzame constructie.

5.3.2 Segmentbruggen

Hartelfietsbrug

In Nederland zijn de afgelopen tientallen jaren bijzonder weinig betonnen segmentbruggen gebouwd. Een uitzondering is de Hartelfietsbrug gebouwd over het Hartelkanaal nabij Spijkenisse [23]. Deze brug is gebouwd als uitgebouwde kokerbrug. De segmenten zijn tegen elkaar aangestort op een in hoogte verlopende bekisting. Op deze manier is geprobeerd om een zo goed mogelijke aansluiting tussen de segmenten mogelijk te maken. Vervolgens zijn de segmenten stuk voor stuk tot een constructie verbonden met lijm en voorspanning.

Deze brug is vooral een goed voorbeeld hoe een betonnen brug opgebouwd uit prefab segmenten recent in Nederland gebouwd is. Ook de gebruikte techniek voor het maken van de voegen, lijmen samen met segmenten die tegen elkaar aan zijn gestort (match-cast) is een voorbeeld voor wat praktisch mogelijk is.



Figuur 5-6 de Hartelfietsbrug over het Hartelkanaal

Butterfly segmentbrug

Een opmerkelijk type segmentbrug is het Okegawa Viaduct nabij Tokio in Japan. De hier gebruikte betonnen segmenten hebben vliedervormige lijven gemaakt uit hogesterktebeton en voorzien van voorspanning met voorgerekt staal. Het viaduct heeft overspanningen met een lengte van 45 meter. De bijzonder segmentvorm maakt een lichte constructie mogelijk. Een nadeel van deze bouwmethode is dat de gebruikte externe voorspanning beschermd moet worden tegen het uv-licht van de zon. De hier beschreven brug laat zien dat er veel mogelijk is om de segmenten zo licht mogelijk te maken en zo gewicht in de brug te besparen. Dit type constructie is vooral interessant vanwege het bijzonder gebruik van voorspanning in de lijven van de segmenten, deze zijn schuin voorgespannen door middel van voorspanning met voorgerekt staal om de dwarskrachtweerstand te vergroten.

Batu 6 bridge

De Batu 6 bridge is een prefab betonnen segmentbrug over de Sungai Perak rivier in Maleisië. Deze brug heeft een overspanning van 100 meter en is gebouwd met behulp van ultra hogesterktebeton versterkt met vezels [24]. Hierdoor is er geen dwarskracht wapening in de lijven noodzakelijk. Opgemerkt moet worden dat de druksterkte van dit betonmengsel aanzienlijk hoger ligt dan wat maximaal is toegestaan volgens NEN-EN 1992-1-1, de sterkte C90/105. De segmenten zijn door middel van een hijskraan op een tijdelijke ondersteuning geplaatst, vervolgens zijn de segmenten samengespannen tot een brugdek.

5.3.3 Boog- en vakwerkbruggen

Spoorbrug over de Dieze

Een voorbeeld van een prefab betonnen vakwerkbrug is de spoorbrug over de Dieze in Den Bosch [25]. De tweesporige overspanningen zijn hierbij in het midden versterkt door een geprefabriceerd betonnen vakwerk. De grootse overspanning van deze brug is 50 meter. Het vakwerk is hierbij op een voorgespannen kokerligger gemonteerd. Aan deze kokerligger is vervolgens een geprefabriceerde schaal gemonteerd die dient als brugdek. De vakwerkdelen zijn geprefabriceerd in de fabriek en vervolgens op de bouwplaats door middel van natte knopen aan elkaar verbonden. Opvallend is het gebruik van stalen elementen voor de trekstaven in het vakwerk.



Figuur 5-7 een foto van de vakwerkconstructies van de spoorbrug over de Dieze in aanbouw.

De WILD-brücke

De WILD-brücke is een betonnen boogbrug gebouwd in Oostenrijk met behulp van ultra hogesterktebeton [26]. De betonnen elementen waar de boog uit is opgebouwd zijn geprefabriceerd en op de bouwlocatie verbonden door middel van mortelverbindingen en externe voorspanning. De staafelementen zijn hol van binnen zodat er ruimte is om de voorspanning binnenin aan te brengen. De brug is gebouwd over een kloof en heeft een overspanning van 157 meter.

5.4 Uitwerking van de deelvarianten

Voor elk van de mogelijke oplossingen zijn deelvarianten ontwikkeld voor delen van de constructie. Deze deelvarianten zijn geschetst en omschreven in de hoofdstukken 6, 7 en 8. Ook is per deelvariant een aantal belangrijke en onderscheidende voor- en nadelen beschreven. In hoofdstuk 6 en 7 zijn de varianten samengestelde liggerbrug en segmentbrug beschreven. In hoofdstuk 8 is de varianten voor de boog- en vakwerkbrug omschreven, deze twee oplossingen zijn in een hoofdstuk beschreven omdat een aanzienlijk deel van de deelvarianten voor beide oplossingen gebruikt kan worden, denk hierbij bijvoorbeeld aan oplossingen voor het brugdek en voor de montage. De deelvarianten kunnen in veel gevallen onderling gecombineerd worden om tot een samengestelde variant te komen. Uiteraard is dit niet altijd mogelijk of leidt dit tot zeer onaantrekkelijke of onnodig ingewikkelde constructie. In deze gevallen wordt dit zoveel mogelijk aangegeven. Ook wordt per variant een aantal suggesties gedaan voor montagemethode die toegepast kunnen worden voor de specifieke variant.

Vanuit deze deelvarianten zijn vervolgens 5 samengestelde varianten geformuleerd die door middel van een multicriteria-analyse (MCA) met elkaar zijn vergeleken. Deze samengestelde varianten dienen een aantal deeloplossingen beter te onderzoeken. Maar het is uiteraard mogelijk om delen van deze varianten te gebruiken voor de oplossing. Tenslotte zijn in hoofdstuk 9 de conclusies en de aanbevelingen volgend uit de variantenstudie geformuleerd.

5.4.1 Schetsen

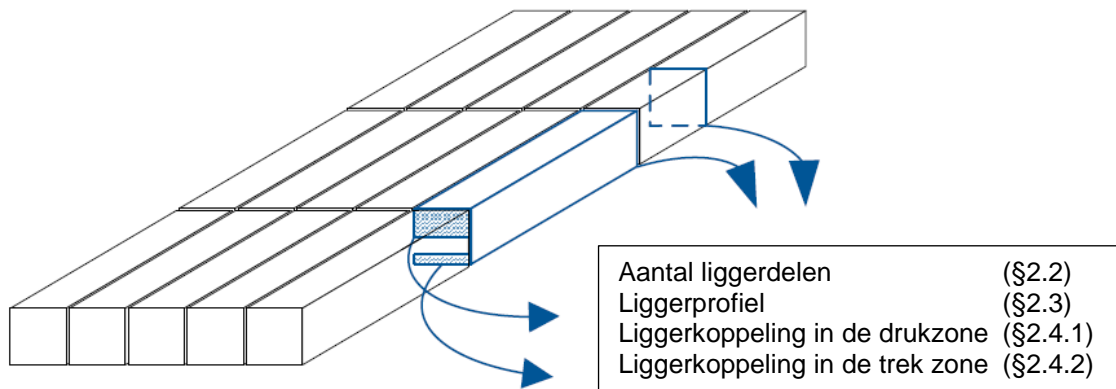
Voor elke oplossing zijn varianten geschetst voor delen van de constructie. Eventuele maten in de schetsen zijn indicatief. In de schetsen van de varianten zijn soms ter illustratie delen van andere varianten overgenomen. Dit betekent niet dat deze gecombineerd moeten worden maar dient om een algemeen beeld te krijgen van de constructie opbouw. De varianten zijn zowel geschetst op een zo gelijkvormige manier, waarbij de volgende kleuren zijn aangehouden voor verschillende constructieonderdelen en materialen:

Onderdeel:	Kleur/ arcering:
Prefab beton	
Prefab beton (om onderscheid aan te geven)	
In-situ beton	
Wapeningsstaal of stalen onderdelen	
Voorspanning met voorgerekt staal	
Voorspanning met nagerekt staal	
Externe voorspanning	
Voorspanning met behulp van staven	
EPS (expanded polystyreen)/ gewicht besparende vulmateriaal	
Modelwand/ bekistingwand	

6. Samengestelde liggerbrug

6.1 Algemeen

Een mogelijke oplossing om een prefab betonnen brug van 100 meter te bouwen is simpelweg het combineren van twee of meerdere liggers tot een langere ligger. In deze situatie is het mogelijk om een combinatie van voorspanning met voorgerekt staal en nagerekt staal te gebruiken. In dit hoofdstuk zijn mogelijke oplossingen geschetst voor de verschillende onderdelen van de constructie zoals in Figuur 6-1 geschetst. Deze deeloplossingen kunnen gecombineerd worden tot een mogelijke oplossing, deze samengestelde varianten zijn beschreven in de laatste paragraaf.



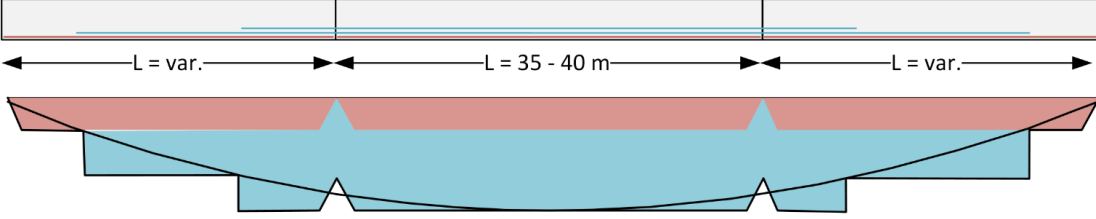
Figuur 6-1 Een schets van de opbouw van een samengestelde liggerbrug met aangegeven voor welke constructiedelen oplossingen geschetst zijn.

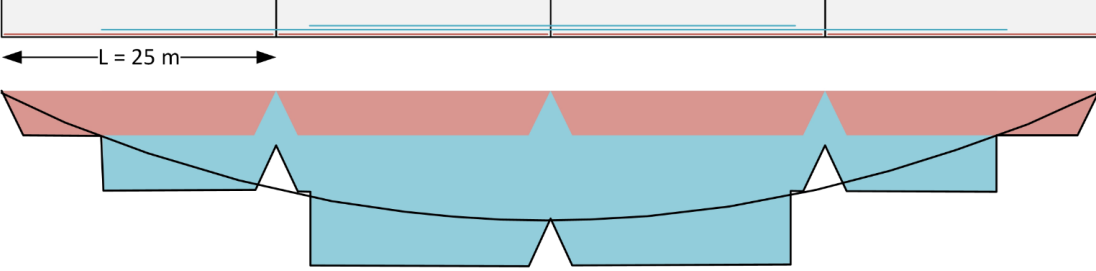
6.2 Aantal liggerdelen

De ligger kan op een aantal manieren in verschillende delen verdeeld worden, het gekozen aantal liggerdelen hangt sterk samen met het gekozen verloop van de voorspanning. Er zijn vijf varianten beschreven, de ligger opdelen in drie, vier en vijf stukken allemaal als combinatie van voorspanning met voor- en nagerekt staal. Een variant met alleen voorspanning met nagerekt staal en een variant met doorgekoppelde voorspanning. Voor alle vijf de varianten is het verloop van de voorspanning geschetst over de liggerlengte, tevens is een parabool geschetst die als benadering dient voor het maximale buigende moment in de doorsnede en dus de theoretisch ideale voorspankracht in de doorsnede. Hierbij valt op dat in de situatie met vier liggerdelen, er een dip in de voorspanning is, exact in de doorsnede met het maximale buigende moment. In een alternatief bestaand uit twee liggerdelen treedt dit zelfde probleem op. De varianten met een koppeling halverwege de overspanning hebben allemaal dit probleem en zijn dus een stuk minder geschikt als oplossing.

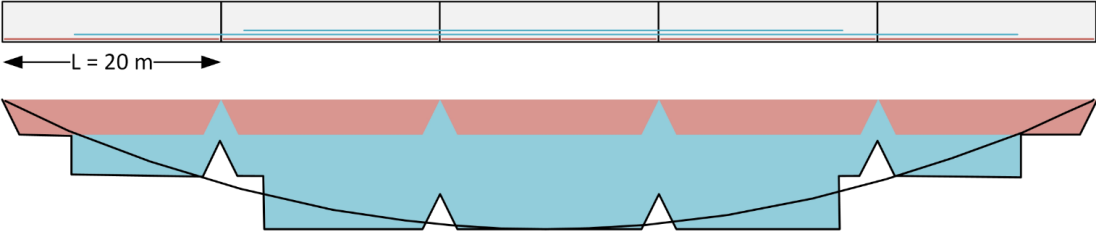
In al de beschreven varianten zal de voorspanning alleen horizontaal in de onderflens geplaatst worden en dus niet door het lijf omhoog gebogen worden. Deze keuze is gemaakt om te voorkomen dat de voorspankanalen de dikte van het lijf zullen bepalen.

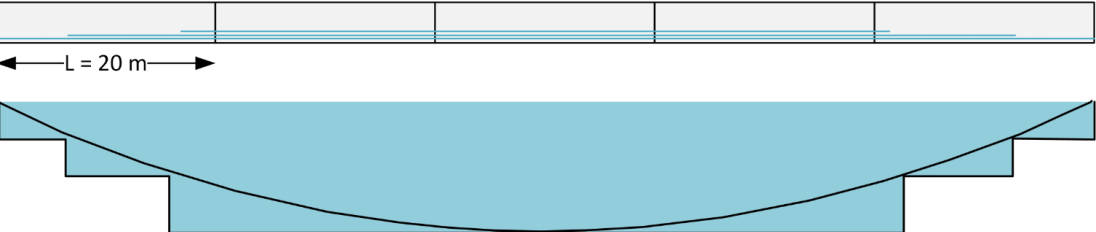
1.	3 liggerdelen
De ligger wordt opgedeeld in drie delen waarbij het middelste deel een lengte heeft van 40 of 35 meter, de twee einddelen hebben een variabele lengte die aangepast wordt aan de overspanning van het brugdek.	
<i>Voordelen:</i>	<i>Nadelen:</i>
<ul style="list-style-type: none"> Voorspanning benadert het verloop 	<ul style="list-style-type: none"> De liggerdelen kunnen maximaal 35

<p>van de momentenlijn redelijk goed.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief weinig liggerdelen noodzakelijk voor een overspanning. 	<p>tot 40 meter worden om deze transporteerbaar te houden.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deze relatief lange liggers hebben een lagere maximale hoogte als deze getransporteerd moeten worden over de openbare weg.
	

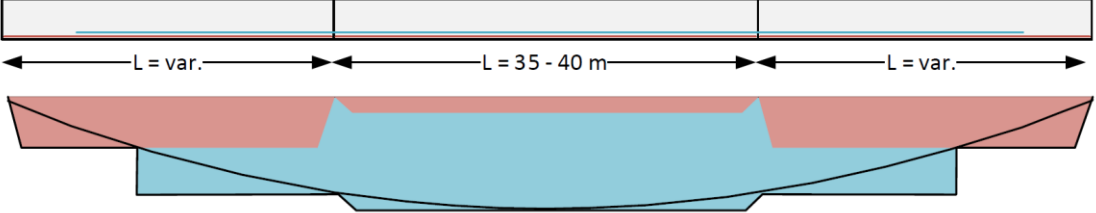
<p>2. 5 liggerdelen</p>	
<p>De ligger wordt opgedeeld in vier delen, waarbij de delen bij een overspanning van 100 meter een lengte zullen hebben van 25 meter, voor kortere overspanningen kan de lengte van beide einddelen variëren.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De prefab liggerdelen zijn korter en daardoor minder zwaar dan voor een ligger in 3 delen en daardoor makkelijker te vervoeren. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Er is een dip in de voorspanning in de maatgevende middendoorsnede voor het buigende moment in de lengterichting. • Een verbinding, potentieel een zwakke plek, is geplaatst in de zwaarst belaste doorsnede. • Deze liggers zijn net te lang om eventueel te transporteren zonder begeleiding.
	

<p>3. 5 liggerdelen</p>	
<p>De ligger wordt opgedeeld in vijf delen, waarbij de delen bij een overspanning van 100 meter een lengte zullen hebben van 20 meter, voor kortere overspanningen kan de lengte van beide einddelen variëren.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De liggerdelen zijn kort genoeg om eventueel te transporteren zonder begeleiding. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Er is een dip in de voorspanning nabij de maatgevende middendoorsnede. • Meer prefab elementen nodig om een

<ul style="list-style-type: none"> De liggerdelen zijn niet te zwaar voor transport over de openbare weg, ook bij grote liggerbreedtes (zie hiervoor bijlage B4). 	<p>totale ligger samen te stellen.</p>
	

4.	5 liggerdelen zonder voorspanning met voorgerekt staal	
<p>De ligger wordt opgedeeld in 5 delen die alleen voorgespannen worden met voorspanning met nagerekt staal. Hierdoor kan de voorspanning de theoretisch ideale voorspanning beter volgen. Maar het gebrek aan voorspanning met voorgerekt staal is mogelijk een probleem bij het transport van de liggerdelen. Een eventueel alternatief is om de delen licht voor te spannen om deze eenvoudiger te transporteren, deze voorspanning draagt dan maar zeer beperkt bij aan de uiteindelijke constructie.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Voorspanning kan de ideale gewenste voorspanning beter volgen. Liggerdelen zijn kort genoeg om te transporteren zonder begeleiding. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Transport van de liggerdelen is mogelijk een probleem door gebrek aan sterkte van de ligger zonder voorspanning. Meer voorspanning met nagerekt staal noodzakelijk vergeleken met de andere drie varianten.
		

5.	3 liggerdelen met door gekoppelde voorspanning.	
<p>Omdat zelfs de meest efficiënte combinatie van voorspanning met voor- en nagerekt staal niet bijzonder efficiënt is, is er gekeken of dit opgelost kan worden door voorspanning die de liggerdelen verbindt te verankeren aan de voorspanning die in de fabriek is aangebracht. Hiervoor is een bijzonder verbinding in de trekzone noodzakelijk. Deze zijn geschetst als variant 4 en 5 voor de trek zone. In de hier geschetste variant wordt de voorspanning met voorgerekt staal doorgetrokken door het midden liggerdeel en verankerd in het tegenoverliggende eind deel. Het middendeel wordt hierbij relatief licht voorgespannen met voorgerekt staal, dit dient slechts om het transport te vereenvoudigen en om de top van het parabolische momentenverloop te voorzien van voorspanning.</p>		

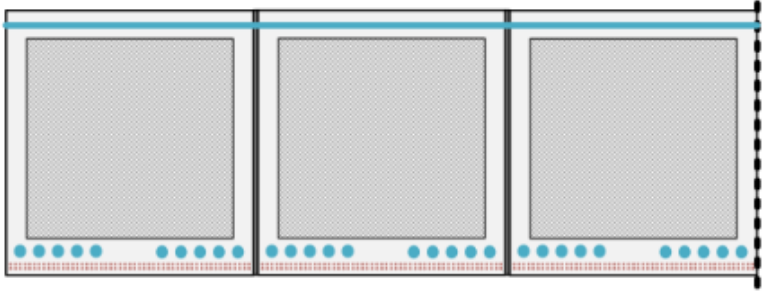
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Efficiënt verloop van de voorspanning mogelijk, zodat de onderflens dunner en dus lichter gemaakt kan worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Afhankelijk van de gebruikte koppeling in de trek zone is een lastigere koppeling noodzakelijk.
	

6.3 Liggerprofiel

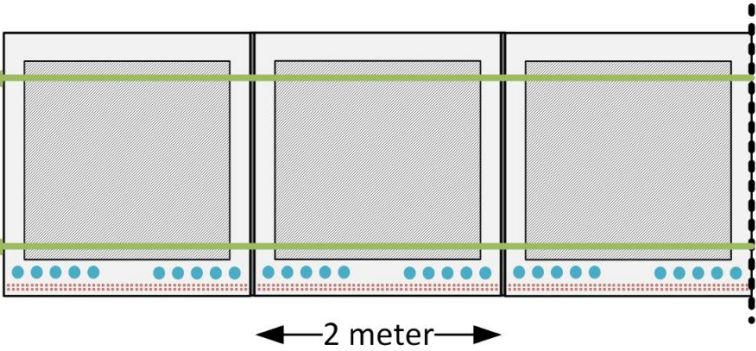
Er zijn veel verschillende mogelijkheden wat betreft de keuze voor de doorsnedeform, het liggerprofiel. De meest voor de hand liggende keuze als liggerprofiel voor een brug met een overspanning van 60 tot 100 meter is de kokerligger met dwarsvoorspanning (bij Spanbeton bekend als de SKK ligger). Met dit type liggerprofiel worden nu immers ook de grootste overspanningen met de kleinste constructiehoogte bereikt. Dit liggerprofiel is geschetst als variant 1.

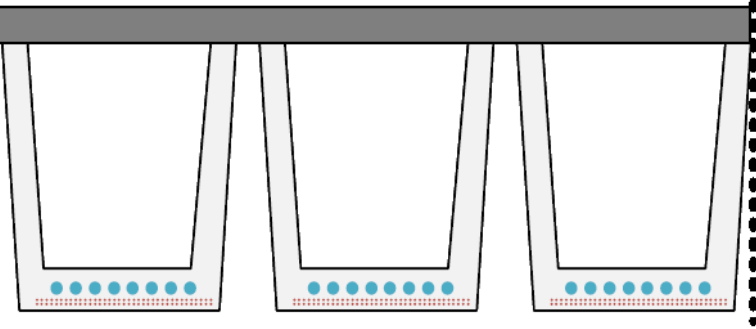
Maar de liggerdelen als standaard kokerligger met dwarsvoorspanning zijn lastig te koppelen tot een samengestelde ligger. De voorspanning in de lengterichting kan namelijk niet verankerd worden in de ligger. Een verankering zou in deze gevallen namelijk de flenzen of de lijven van de koker doorsnijden wat een ernstige verzwakking van deze delen zou betekenen. De enige constructief logische plek zou in de koker zijn, maar deze locatie is uiteraard niet te bereiken tijdens de montage. Ook de massieve einden van de kokerligger dragen bij aan een hoog eigengewicht van de totale constructie, iets wat juist voorkomen moet worden. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is een U-vormige ligger die voorzien kan worden van een in-situ druklaag, liggerprofiel 3. De binnenzijde van de koker kan nu bereikt worden om de koppeling tussen de liggers te maken. Maar de in-situ druklaag zorgt wel voor een minder hoge betonsterkte, precies op de plek waar deze het meest effectief is, iets wat zal bijdragen aan een lager slankheid van de brug.

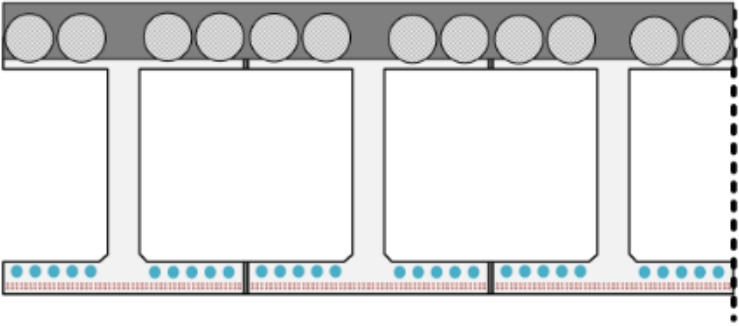
Een andere mogelijke manier om deze voorspanning te verankeren is om deze te plaatsen op de onderflens van een I-vormig profiel. Door zowel de onder als de bovenflens te verbinden door middel van dwarsvoorspanning kan van twee I-vormige profielen een koker doorsnede worden gevormd, de combinatie kokerligger. Deze heeft zowel een grote torsiestijfheid als een grote dwarsbuigstijfheid. De liggerprofielen 5 t/m 9 zijn variaties op dit idee.

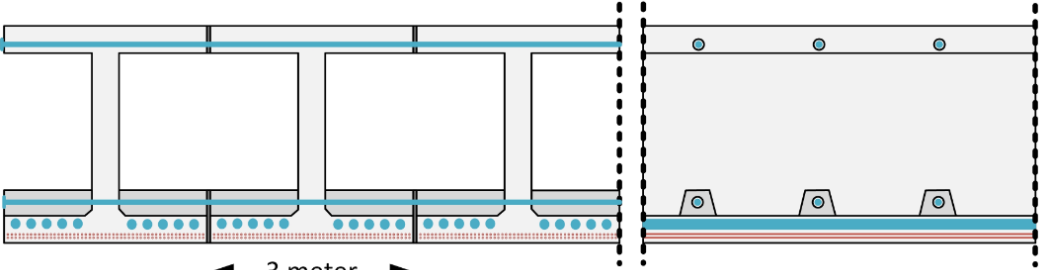
<p>1. Kokerliggers met dwarsvoorgespannen brugdek</p>	
<p>Kokerliggers, in de lengterichting voorgespannen door voorspanning met voorgerekt staal en (doorlopend) voorspanning met nagerekt staal. In de dwarsrichting is het brugdek verbonden door dwarsvoorspanning.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Bestaande liggerdoorsnede die is toegepast voor de grootste prefab 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De voorspanning met nagerekt staal in de lengterichting is lastig, zo niet

<p>ligger overspanningen in Nederland [19]. Er is dus veel ervaring, met het gebruik van dergelijke liggers.</p>	<p>onmogelijk te verankeren in de ligger koppen.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Massieve kokereinden resulteren in een relatief hoog eigengewicht.
--	---

<h2>2. Kokerliggers met externe dwarsvoorspanning</h2>	
<p>Kokerliggers, in de lengterichting voorgespannen door voorspanning met voorgerekt staal en (doorlopend) voorspanning met nagerekt staal. In de dwarsrichting verbonden door externe voorspanning</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Constructie is stijver in de dwarsrichting en zal dus voor een betere belastingspreiding zorgen dan de standaard kokerligger met een dwarsvoorgespannen brugdek. • Betondrukzone wordt niet, of lager in de ligger, doorsneden door voorspankanalen. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Randligger moet versterkt worden om de krachten van de voorspankabels op te vangen. • De voorspanning met nagerekt staal in de lengterichting is lastig, zo niet onmogelijk te verankeren in de ligger koppen. • Massieve kokereinden resulteren in een relatief hoog eigengewicht.

<h2>3. U-ligger met druklaag</h2>	
<p>Een u vormige ligger waar een i-situ druklaag op gestort wordt. Deze druklaag verbindt de liggers tot een massief brugdek met een hoge torsiestijfheid.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Eenvoudige koker constructie waarbij de voorspanning die de ligger koppelt wel eenvoudig geplaatst kan worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • In-situ druklaag is lastiger te maken in hogesterktebeton, dit resulteert in een minder sterke beton drukzone. • De voorspanning is minder effectief in deze doorsnede.

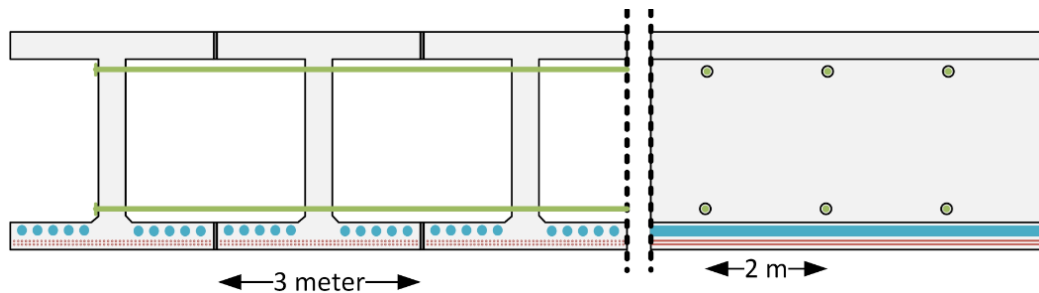
4. I-ligger met bollendruklaag	
<p>Een verhoogde versie van de huidige railbalkliggers van Spanbeton. Deze variant wordt voorzien van gewicht besparende bollen. Hierdoor kan de druklaag dikker worden wat zorgt voor een betere belasting spreiding, terwijl het eigengewicht niet of nauwelijks toeneemt.</p>	
<p>Voordelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dikker brugdek zal zorgen voor beter belasting spreiding dan de huidige railbalkliggers. • Eenvoudige constructie, die goed aansluit bij bouw praktijk van de huidige railbalkliggers. 	<p>Nadelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Kunststof bollen verzwakken de drukzone van het beton. • Voorspanning niet effectief in de druklaag en dus in totaal minder efficiënt. • Mogelijkheid van bezwijken op pons door een lokale wielbelasting. • Maatschappelijke acceptatie twijfelachtig na instorten parkeergarage Eindhoven.

5. Combinatie kokerliggerligger	
<p>De combinatie kokerliggerligger bestaat uit I-vormige profielen met een breedte van ongeveer 3 meter die door middel van dwars voorspanning tegen elkaar worden gespannen om zo een samengestelde kokerconstructie te vormen. Door deze constructie zal de verkeersbelasting beter gespreid worden over de liggers. Door de koppeling is de constructie stijf in torsie, stijf voor buiging in de dwarsrichting maar slap voor afschuiving in de dwarsrichting. Tevens wordt door de grote effectieve breedte het aantal dwarskracht lijven gereduceerd en dus de lengte van de betondekking vermindert.</p>	
	
<p>Voordelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dwars en torsie stijve constructie zorgt voor goede spreiding van de verkeersbelasting over de verschillende liggers. • Grote effectieve breedte zorgt voor minder prefab elementen per brugdek. 	<p>Nadelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Betonnen dammetjes voor dwarsvoorspanning zorgen voor een ingewikkelde betonvorm die lastig te produceren is. • Lastig geschikt te maken voor een brugdek met een niet rechte kruisingshoek.

- Dubbel zoveel dwarsvoorspanning noodzakelijk vergeleken met traditionele kokerliggers.

6. Combinatie kokerligger met externe voorspanning

Vergelijkbaar met de combinatie kokerliggerligger alleen is de dwarsvoorspanning extern geplaatst voor een eenvoudigere productie en gewichtsbesparing door het weglaten van de dammetjes voor de voorspankanalen. De voegen tussen de I-liggers zullen gemaakt worden als een mortelvoeg.



Voordelen:

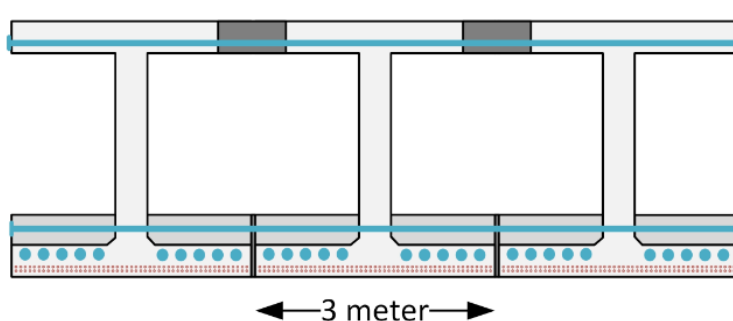
- Eenvoudigere productie dan de combinatie kokerliggerligger.
- Lager eigengewicht dan combinatie kokerligger.
- Beton drukzone wordt niet, of lager, doorsneden door voorspankanalen.
- Makkelijker geschikt te maken voor een brugdek met kruisingshoek.

Nadelen:

- Randligger moet versterkt worden om de krachten van de voorspankabels op te vangen.
- Deze voeg, zonder doorlopend wapeningsstaal heeft een strenge eis wat betreft de minimale voorspanning.

7. Combinatie kokerligger met toegang door bovendeck

Vergelijkbaar met de combinatie kokerligger, alleen is de bovenflens versmald (met een gat van 1 meter) zodat na het plaatsen van de ligger makkelijker toegang te krijgen is tot de holle ruimte. Hierdoor kan er eenvoudig aan de binnenzijde van de koker gewerkt worden om bijvoorbeeld de voorspanning in de lengterichting te spannen.



Voordelen:

- Makkelijker toegang tot holle ruimtes tijdens montage en voorspannen brugdek.

Nadelen:

- Betondrukzone is gedeeltelijk in-situ en dus minder effectief en met een lagere betonsterkte klasse

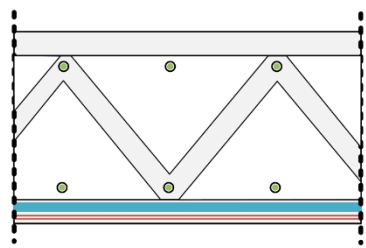
<ul style="list-style-type: none"> • Dwars en torsie stijve constructie zorgt voor goede spreiding van de verkeersbelasting over de verschillende liggers. • De ligger is lichter tijdens de montage, dan de standaard combinatie kokerliggers. 	<p>uitgevoerd.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Onzeker of een dergelijke brede voeg mogelijk is zonder doorgaande wapening.
---	---

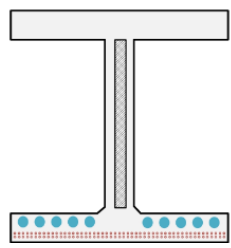
<p>8. Vakwerk combinatie kokerligger</p>	
<p>Afgeleid van de combinatie kokerligger de lijven van de I-ligger worden opgesplitst om in een V-vorm een vakwerk te vormen in de lengterichting. De ruimte tussen de V vormige lijven wordt opgevuld met EPS blokken of kunnen hol in twee fase gestort worden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Zeer goed spreiding van de belasting door hoge torsiestijfheid, hoge buigstijfheid en hoge afschuif stijfheid in de dwarsrichting. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De holle ruimtes zijn minder geschikt voor werkzaamheden zoals het monteren van de voorspanning in de lang en dwarsrichting. • Doorsnede resulteert in een hoger eigengewicht dan combinatie kokerliggerdoorsnede (zie hiervoor bijlage B3). • Vorm lastig in hoogte schaalbaar.

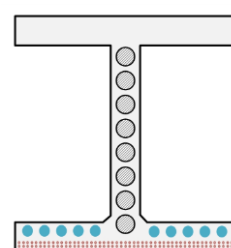
<p>9. Combinatie kokerligger met in-situ druklaag</p>	
<p>Een combinatie kokerligger variant waarbij de dwarsvoorgespannen bovenflens is vervangen door een in-situ druklaag. Hierdoor is het profiel minder zwaar en hoog tijdens het transport.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Zeer goede spreiding van de belasting door hoge torsiestijfheid en hoge buigstijfheid. • Holle ruimte tussen de liggers is zeer gemakkelijk toegankelijk voor het samenstellen van de totale ligger. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Voorspanning minder effectief vergeleken met volledig geprefabriceerde profielen. • De druklaag kan zeer waarschijnlijk niet in de hoogste betonsterkteklasse uitgevoerd worden.

<ul style="list-style-type: none"> Ligger zal lichter zijn als deze getransporteerd moet worden. 	<ul style="list-style-type: none"> Door de lage betonsterkteklasse van de druklaag kan er minder slank gebouwd worden.
---	---

6.3.1 Gewicht besparende maatregelen

1. Vakwerk liggerlijf	
<p>De dwarskracht lijven van de liggers kunnen uitgevoerd worden als vakwerk in beton op locaties waar de dwarskracht minimaal is. Eventueel kan dit gecombineerd worden met de vakwerkcombinatieligger om een volledig prefab betonnen ruimtevakwerk ligger te produceren.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Kan leiden tot een aanzienlijke gewichtsbesparing. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> De vakwerkform kan alleen met een relatief ingewikkelde bekisting geproduceerd worden. Lastig in hoogte schaalbaar.

2. Liggerlijf gevuld met EPS	
<p>De dwarskracht lijven van de liggers kunnen in delen met een minimale dwarskracht gevuld worden met EPS platen om zo het totale gewicht van de constructie te verminderen. Dit kan bijvoorbeeld in drie tot vier diktestappen over de ligger uitgevoerd worden, om zo alleen materiaal te hebben op die plekken waar het noodzakelijk is.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Besparing op het eigengewicht van de ligger mogelijk. Eenvoudig in productie vanwege constante bekistingsvorm. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Beide lijven zullen belast worden op buiging, iets wat lastig is te voorzien van wapening, door de beperkte breedte.

3. Liggerlijf gevuld met bollen/ buizen	
<p>De dwarskracht lijven van de liggers kunnen in delen met een minimale dwarskracht gevuld worden met kunststof bollen of buizen om zo het totale gewicht van de constructie te verminderen. Hierbij voordeel van kunststofbollen ten opzichten van een EPS blok dat de buigstijfheid van het lijf minder achteruitgaat ten opzichten van een massief lijf.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p>	<p><i>Nadelen:</i></p>

<ul style="list-style-type: none"> • Gewichtsbesparing. • Eenvoudig in productie vanwege constante bekistingsvorm. • Resulteert in een buig stijver ligger lijf ten opzichten van EPS blokken. 	<ul style="list-style-type: none"> • Bollen vorm is minder efficiënt voor het afdragen van de dwarskracht in de lengterichting van de ligger.
---	--

4. Afslanken liggerlijven en bovenflens	
<p>De doorsnede van de ligger kan variëren over de lengte van de overspanning. Met bijvoorbeeld een smal lijf daar waar weinig dwarskracht is en een verdikte bovenflens op de plekken waar het buigende moment het grootst is.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kan leiden tot een aanzienlijke gewichtsbesparing voor de volledige constructie. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Minder aantrekkelijk voor de productie omdat het afstellen van de bekistingsvorm veel werk kost. • Dunne liggerlijven verminderen dwarsbuigingsstijfheid van het brugdek. • Het verdunnen van de lijven is niet altijd mogelijk omdat er dan onvoldoende ruimte is om de beugelwapening te plaatsen.

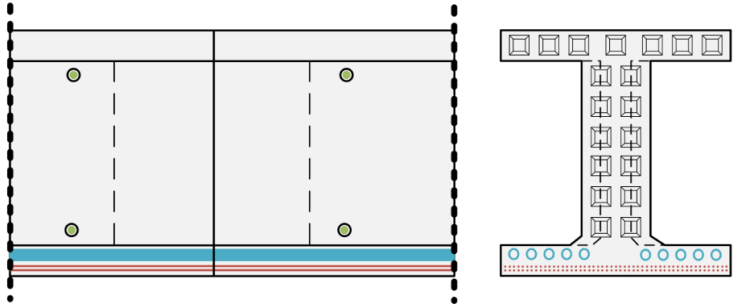
5. Stalen liggerlijf	
<p>Om gewicht te besparen kunnen de lijven van de ligger uitgevoerd worden met een stalen lijf om hiermee gewicht te besparen. Het idee is dat een stalen liggerlijf beter is in het opnemen van de schuifspanning dan een gewapend betonnen liggerlijf. Eventueel kan er gekozen worden voor een variant met een sandwichconstructie, twee stalen platen onderling verbonden, met een dunne laag beton ertussen. Een ander mogelijkheid die vanuit duurzaamheid de voorkeur heeft is een stalen lijf omhullen met een betonnen schil om deze te beschermen tegen corrosie.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kan leiden tot een aanzienlijke gewichtsbesparing door het verminderen van de hoeveelheid 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Risico op uitknikken van de plaat (plate buckling). • Stalen plaat kan effectiviteit

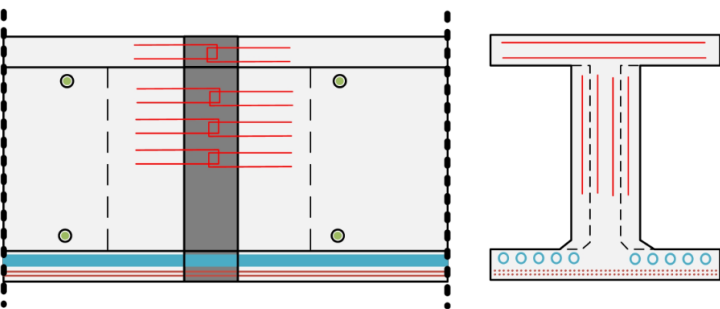
<p>beton.</p> <ul style="list-style-type: none"> Minder bekisting noodzakelijk indien de sandwichconstructie is toegepast. 	<p>voorspanning beïnvloeden.</p> <ul style="list-style-type: none"> Duurzaamheidsproblemen door onvoldoende hechting tussen het beton en het staal, of het bloot komen te liggen van de stalen plaat.
---	--

6.4 Liggerkoppeling

De uitwerking van de liggerkoppeling is opgesplitst in twee delen. De koppeling in de drukzone, dus tussen het beton. Deze koppeling moet tevens de dwarskracht kunnen overdragen. En de koppeling in de trek zone, dit beschrijft hoe en wat voor soort voorspannsysteem gebruikt kan worden om de liggers onderling te koppelen.

6.4.1 Drukzone

1.	Maatvast kopschot
<p>Liggereinde met dwarskrachtanden, waarbij de betonnen dwarskrachtanden gevormd worden door een geprofileerd zeer maatvast kopschot. De liggers kunnen vervolgens met een dikke lijm of mortelvoeg met elkaar worden verbonden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> De liggers zijn onderling uitwisselbaar. De verbinding kan demontabel gemaakt worden door gebruik te maken van een niet hechtende mortelvoeg. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> De maatvastheid van het kopschot en daardoor de pasvorm van de verbinding is onzeker, zeker als met een lijmvoeg wordt gewerkt. Schuinste liggereind niet of nauwelijks aan te passen om zeegverschillen te corrigeren.

2.	Natte knoop
<p>Ligger einde met uitstekende wapening en geprofileerde koppen, koppeling wordt op of nabij de eindlocatie gestort om een massieve ligger te vormen. Mogelijkerwijs kan de betonsterkte verhoogd worden door gebruik te maken van omsloten wapening. Ook kan de verharding van het beton versneld worden door deze te verwarmen tijdens het uitharden.</p>	

<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De liggers zijn onderling uitwisselbaar. • Eenvoudige verbinding met een goede maakbaarheid. • Zeeg van de ligger is te corrigeren op de bouwlocatie. • Als de voeg doorsnede wordt door betonstaal geldt een minder zware eis ten aanzien van de minimale voorspanning in de doorsnede volgens NEN-EN 1992-2 7.3.1 [27]. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Deze verbinding kost meer werk op of nabij de bouwplaats. • Zettingsvrije steunpunten zijn noodzakelijk om deze verbinding precies te kunnen maken.
---	---

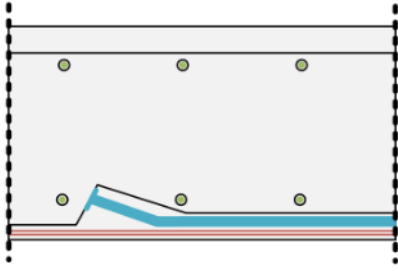
3. Stalen plaat met profilering	
<p>Op de kop van de ligger wordt een stalen plaat, eventueel van roestvaststaal, ingestort die door middel van uitstekende gelaste stekken aan het beton verbonden is. De andere zijde van de plaat is voorzien van profilering die perfect past op de plaat op het aansluitende andere liggereinde.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Eenvoudige koppeling die zeer weinig tijd kost om te maken op de bouwlocatie. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Hoge verwachte kostprijs stalenplaat. • Het onbeschermd staal kan gaan corroderen en is daarom een duurzaamheidsrisico. • Moeilijke detaillering met betonnen rand om de stalen plaat. • Vermoeiing kan een probleem zijn voor de gelaste details in de plaat. • Schuinte liggereind niet aan te passen om de zeeg te corrigeren.

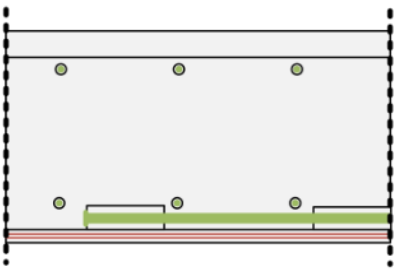
4. Prefab betonnen kop blok	
<p>Het ligger eind wordt gevormd door een apart gestort betonnen 'lego' blok voorzien van dwarskracht tanden. Dit eind blok is eerder apart gestort tegen het eind blok van de te koppelen ligger. Doordat de kop blokken tegen elkaar gestort zijn is sluiten de koppen perfect op elkaar aan. De liggers kunnen vervolgens met lijm, of zelf als een droge voeg met elkaar worden verbonden.</p>	

<p>Voordelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Maatvastheid gegarandeerd door het tegen elkaar aan storten van de kopblokken. • Kwaliteit dwarskracht tanden beter te garanderen door een aparte, meer kleinschalige productie. • Eenvoudige koppeling die weinig tijd kost tijdens de montage. 	<p>Nadelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Drie 'verbindingen' per verbinding (ligger-blok, blok-blok, blok-ligger). • Liggers niet onderling uitwisselbaar. • Schuine liggereind niet of nauwelijks achteraf aan te passen om zeeg te corrigeren.

<p>5. Prefab koppel dwarsdrager</p>	
<p>De koppeling tussen de ligger wordt gevormd door een prefab blok met vertanding aan beide kanten. De ligger worden vervolgens tegen dit koppelblok aan gestort. Deze koppelblokken kunnen door middel van dwarsvoorspanning tot een prefab dwarsdrager gevormd worden. De voegen kunnen gevuld worden met lijm of een mortel.</p>	
<p>Voordelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dwarsdrager zorgt voor extra dwarsstijfheid en dus een betere spreiding van de belasting. • Goede aansluiting tussen onderdelen door het tegen elkaar aanstorten van de onderdelen. 	<p>Nadelen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dwarsdrager zorgt voor extra eigengewicht. • Liggers zijn niet uitwisselbaar. • Prefab dwarsdrager resulteert in zeer kleine uitvoeringstoleranties voor het brugdek. • Meer verbindingen noodzakelijk om tot een totaal brugdek te komen.

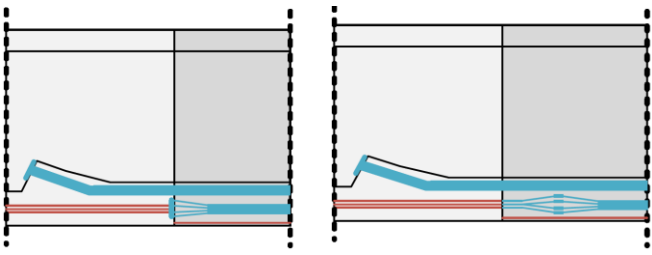
6.4.2 Trek zone

1.	Voorspanning met nagerekt staal	
<p>De liggerdelen worden door voorspanning met nagerekt staal met elkaar verbonden. De voorspanning kan verankerd worden in een betonnen verankeringsblok dat geplaatst is op de onderflens van de I-liggers.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Gewichtsbesparing mogelijk door verlagen trekflens achter verankering. • Recht verloop van het verloop zorgt voor weinig wrijvingsverliezen tijdens het spannen. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Extra eigengewicht voor verankering, dit wordt versterkt omdat de technische toelatingen met betrekking tot de verankering alleen geschreven zijn voor lage betonsterkteklasse.

2.	Externe voorspanning	
<p>De externe voorspanning wordt verankerd in een betonnen blok. De voorspankabel zal door afbuigpunten geleid worden om de kabel recht te houden. Dit gebeurt ook ter plaatse van de koppeling tussen de liggers.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Meer geschikt voor circulaire toepassing, door eenvoudigere demontage in lengterichting. • Gewichtsbesparing doordat omhulling door beton niet noodzakelijk is. • Zeer weinig wrijvingsverliezen bij het spannen. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Voorspanning kan minder laag in de doorsnede geplaatst worden. • Minder gunstig in uiterste grenstoestand, doordat staal rek zich verdeeld over de volledige kabellengte. Waardoor de voegen openklappen en de torsiestijfheid van het brugdek sterk afneemt.

3. Voorspanstaven	
<p>De koppeling tussen de liggerdelen kan ook gemaakt worden met behulp van voorspanstaven. Deze staven worden dan over een kleine lengte gebruikt specifiek om de dip in de voorspankracht ter plaatse van de koppeling te voorkomen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Mogelijke oplossing om de voorspanning efficiënter te verdelen over de ligger. • Kan gebruikt worden om de voorspanningsdip zoals beschreven in paragraaf 2.2 tegen te gaan. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Staaf kan niet gebogen worden en dus minder laag in de doorsnede geplaatst worden. • Kan alleen gebruikt worden in combinatie met andere doorgaande voorspanning, zie hiervoor bijlage B2.

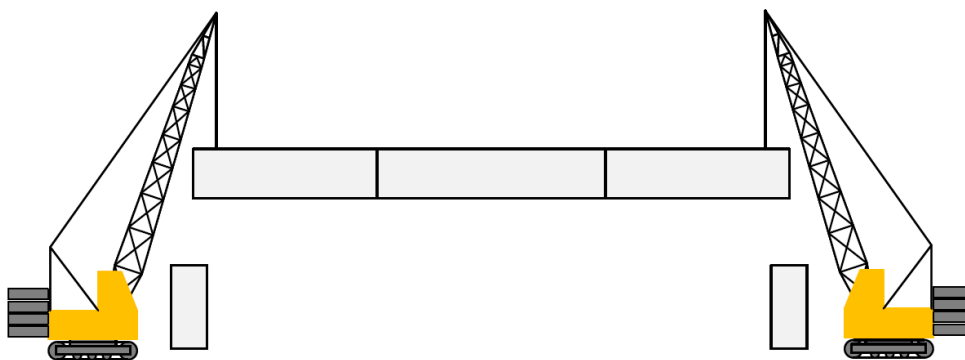
4. Door getrokken voorspanstrengen	
<p>Omdat de combinatie van voorspanning met voorgerekt staal en met nagerekt staal zorgt voor een inefficiënt verloop van de voorspanning in de doorsnede, is gekeken of de voorspanning met voorgerekt staal doorgekoppeld kan worden om zo de betonspanningsdip bij de koppelingen zoals deze geschetst is voor het verschillende aantal liggerdelen te voorkomen. Hiervoor worden de strenguiteinden van de eindliggerdelen niet afgeslepen maar juist extra lang gemaakt, zodat bij het samenstellen van de complete ligger deze strengen gebruikt worden om het middelste liggerdeel voor te spannen. Deze strengen worden dan verankerd in het tegenoverliggende liggerdeel. Dit betekent wel dat de eindliggerdelen samen met uitstekende strengen van ongeveer 50 tot 60 meter lengte geproduceerd en getransporteerd moeten worden. Het voorspankracht verloop van deze variant is geschetst als variant 5 voor het aantal liggerdelen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Efficiënter gebruik van voorspanstaal in de ligger mogelijk. • Mogelijk minder dikke onderflens mogelijk, doordat er minder staal noodzakelijk is. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Maken van de koppeling kan lastiger worden door de ingewikkelde detaillering. • De koppelmethode kan lastiger worden tijdens de uitvoering. • Het is onzeker of het combineren van twee voorspansystemen is toegestaan volgens de geldende normen.

5. Door gekoppelde voorspanning met ankers	
<p>De koppeling tussen de liggers kan lastig worden om te maken met de uitstekende strengen zoals geschetst voor variant 4. Eventueel kan ook besloten worden de voorspanning te koppelen door middel van bestaande verankersystemen. Hierbij kan gekozen worden voor een doorkoppelanker dat zit in de rand van het prefab liggereind deel of voor het doorkoppelen van de individuele strengen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Efficiënter gebruik van voorspanstaal in de ligger mogelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Maken van de koppeling kan lastiger worden door de ingewikkelde detaillering. • De verankeringen zijn beproefd voor een lagere vermoeingssterkte vergeleken met de voorspanstrengen [28, p. 23]. • De verankeringssystemen maken een dickere onderflens noodzakelijk vergeleken met variant 4. • Door slip in de verankering zal de voorspankracht lokaal sterk dalen.

6.5 Transport en montage

Indien gekozen wordt voor een ligger in drie of vier delen zal hoogst waarschijnlijk het transport van de liggerdelen kritisch worden. Omdat deze delen langer zijn dan 22 meter kunnen deze, met het huidige materiaal, alleen op een hogere vrachtwagen vervoerd worden. Dit betekent dat de gewenste elementhoogte op 2,8 meter ligt, iets wat waarschijnlijk niet gehaald zal worden met de huidige betonsterkteklasse. Ook zal het gewicht van deze liggerdelen tegen de grens van het maximale gewicht aan liggen. Indien gekozen wordt om de ligger op te delen in 5 delen spelen deze beschreven problemen minder omdat de liggerdeel lengte dan minder dan 20 meter wordt. Een oplossing voor deze maximale hoogte van 2,8 meter is het ontwikkelen van een nieuw type vrachtwagen die speciaal voor de maximale hoogte van 3,2 meter per liggerdeel geschikt is.

6.5.1 Montage als ligger



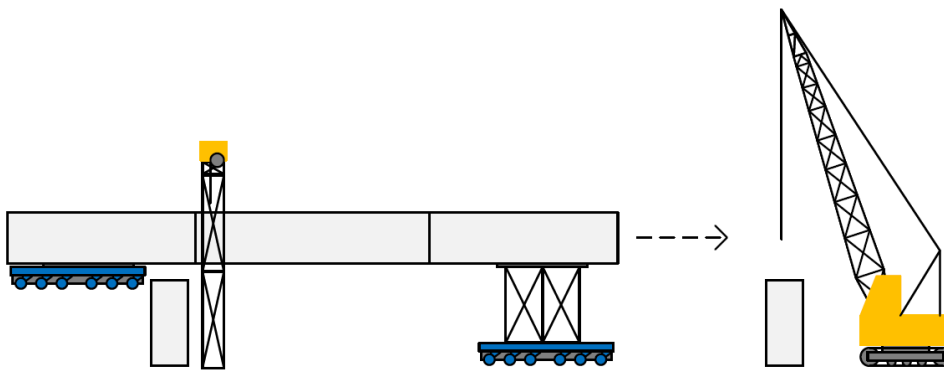
Figuur 6-2 een schets van de bouwmethode: montage als ligger.

Een mogelijke montagemethode om het brugdek samen te stellen is de montage als traditionele prefab ligger. Hierbij worden de liggerdelen nabij de bouwlocatie samengesteld tot

een complete ligger voor de volledige overspanning. De ligger kan vervolgens met twee hijskranen, op dezelfde manier als nu voor de liggers gebruikelijk is gemonteerd worden. Hierdoor zijn er wel twee extreem sterke en dus dure kranen noodzakelijk om het geschatte ligger gewicht van ongeveer 400 tot 500 ton te kunnen dragen. Dit enorme gewicht dat gehesen moet worden is het grootste nadeel van de bouwmethode. Maar ook een slechte ondergrond kan een probleem zijn zowel voor het samenstellen van de liggers als voor de extreem zware hijskranen. Het belangrijkste voordeel is dat de constructie met minimale hinder en bijzonder snel gebouwd kan worden. Als alle liggerdelen gekoppeld zijn tot een ligger zou dit viaduct van 100 meter in slechts een nacht over een snelweg gebouwd kunnen worden.

Ook voor een kanaalbrug is dit een aantrekkelijke bouwmethode. De meest logische keuze is dan om een of twee drijvende bokken te gebruiken die de gecombineerde liggers op hun plaats kunnen leggen. Ook een kanaalbrug is op deze manier relatief snel te bouwen.

6.5.2 Inrijden ligger vanaf landhoofd

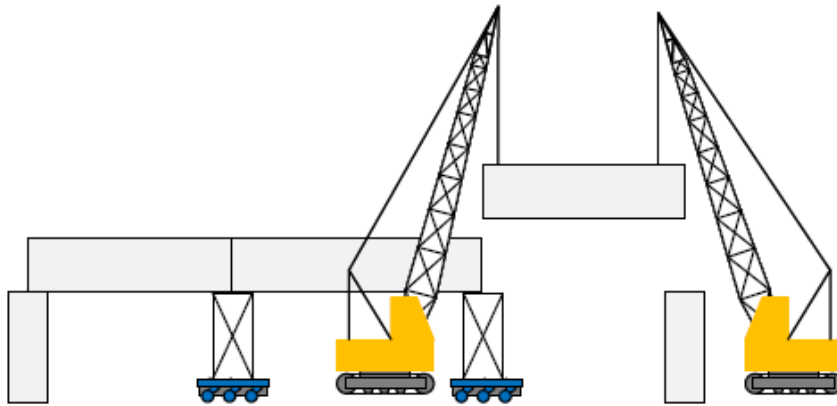


Figuur 6-3 een schets van de bouwmethode: inrijden ligger vanaf landhoofd, met geschetst in donkerblauw de SPMT's.

Een andere mogelijke montagemethode is om de liggers achter het landhoofd van de brug samen te stellen en vervolgens met behulp van SPMT's vanaf het landhoofd over de weg te rijden. SPMT's zijn platte voertuigen met onafhankelijk gestuurde wielen die gecombineerd kunnen worden om zo extreem zware en grote lasten te vervoeren. Tenslotte is er alleen een relatief lichte hijskraan of portaalkraan noodzakelijk om de ligger op de opleggingen te plaatsen. Ook met deze bouwmethode kan het brugdek relatief snel en met weinig hinder gebouwd worden. De snelweg of het kanaal hoeft immers alleen afgesloten te worden als de ligger ingereden en op de opleggingen geplaatst wordt.

Deze bouwmethode is uiteraard ook mogelijk voor een kanaalbrug. Alleen zal de brug dan naar de overkant gevaren moeten worden met een ponton in plaats van gereden met de SPMT's.

6.5.3 Samenstellen van de ligger op eindlocatie



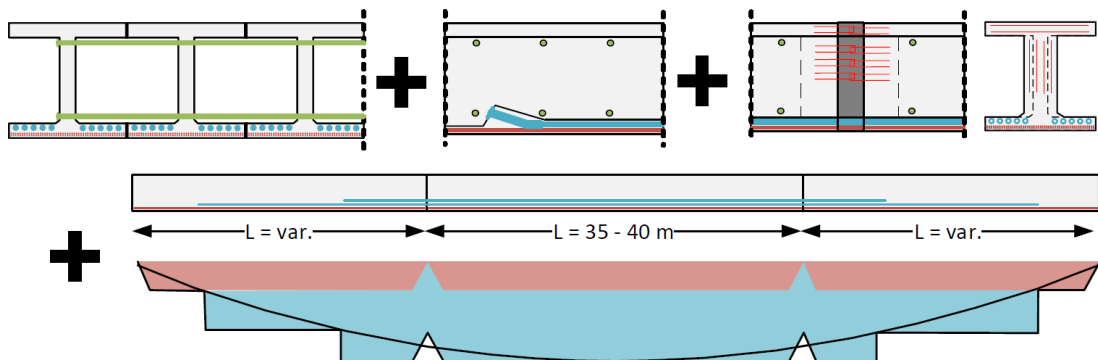
Figuur 6-4 een schets van de bouwmethode: samenstellen ligger op eindlocatie.

Tenslotte kunnen de liggerdelen ook gemonteerd worden op hulpconstructies boven de weg. Dit heeft als belangrijkste voordeel dat het maximaal te hijsen gewicht een stuk lager is en er dus eenvoudigere kranen gebruikt kunnen worden, ook is geen bouwterrein in de omgeving benodigd om de liggerdelen samen te stellen. Hiervoor zijn wel tijdelijke hulpconstructies op de snelweg noodzakelijk, maar indien deze verrijdbaar worden gemaakt kan met deze bouwmethode toch relatief snel gebouwd worden. Tenslotte is het van belang dat de verbindingen tussen de ligger snel gemaakt kunnen worden anders moet de snelweg alsnog lang afgesloten worden, iets wat juist voorkomen moet worden. Deze bouwmethode kan niet gebruikt worden om een kanaal te overbruggen, daar kunnen immers zeer moeilijk hulpconstructies geplaatst worden.

6.6 Samengestelde varianten van de samengestelde liggerbrug

Met behulp van de beschreven deeloplossingen voor een mogelijke prefab betonnen samengestelde liggerbrug zijn twee varianten samengesteld die vergeleken zullen worden met de andere opgestelde varianten om een mogelijke oplossing te vinden om een prefab betonnen brug te bouwen met een overspanning tot ongeveer 100 meter.

6.6.1 Variant 1: 3-delige samengestelde liggerbrug



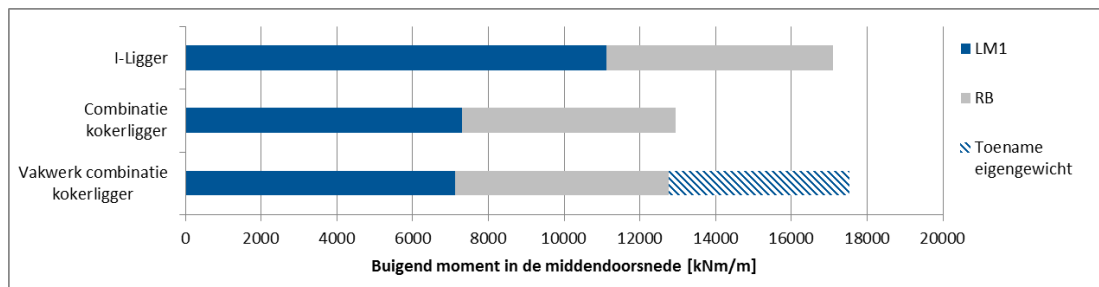
Figuur 6-5 een schets van de verschillende deeloplossingen die gecombineerd zijn om variant 1 (zonder door gekoppelde voorspanning) te vormen.

De totale ligger zal opgedeeld worden in 3 liggerdelen. Omdat hierdoor de meest efficiënte combinatie van de voorspanning met voor- en nagerekt staal in de lengterichting mogelijk is. Er zal geprobeerd worden het middelste liggerdeel zo lang mogelijk te maken, dit om de koppeling tussen de liggerdelen zo ver mogelijk uit het midden te plaatsen. Hierbij mag het middelste liggerdeel niet zwaarder worden dan 170 ton om deze transporteerbaar te houden. Dit is het geval bij een liggerlengte van 35 tot 40 meter, met een effectieve liggerbreedte van 2 meter (zie hiervoor bijlage B1).

Een nadeel van deze smalle breedte is dat er relatief veel lijven in het brugdek aanwezig zullen zijn waarvoor een minimale breedte van 200 mm geldt volgens NEN 1992-2 NB 9.2 (101) [27], hierdoor is het niet goed mogelijk om de doorsnede te laten variëren over de overspanningslengte en kan het eigengewicht minder geoptimaliseerd worden. Indien noodzakelijk voor de montage zal de bovenflens versmald zijn bij de liggereinden zodat de voorspanning met nagerekt staal in de holle ruimte eenvoudig bereikt kan worden.

De liggerdoorsnede voor variant 1 zal bestaan uit een de I-vormige doorsnede van de combinatie kokerligger met externe voorspanning. Deze koker heeft als voordeel dat de voorspanning in de lengterichting eenvoudig in de onderflens gemonteerd kan worden, dit in tegenstelling tot meer traditionele kokerliggers.

Het samengestelde brugdek is tevens goed in het spreiden van de belasting, alleen de vakwerkcombinatie kokerligger zal hierin, door de hoge dwarsafschuiftijfheid, beter presteren. Maar deze extra spreiding van de belasting weegt niet op tegen het hogere eigengewicht van dit type doorsnede (zie hiervoor bijlage B3). De keuze voor de combinatie kokervariant met externe voorspanning is gemaakt vanwege de verwachting dat dit type voorspanning zorgt voor een laag eigengewicht en om het viaduct demontabel te maken in de dwarsrichting.



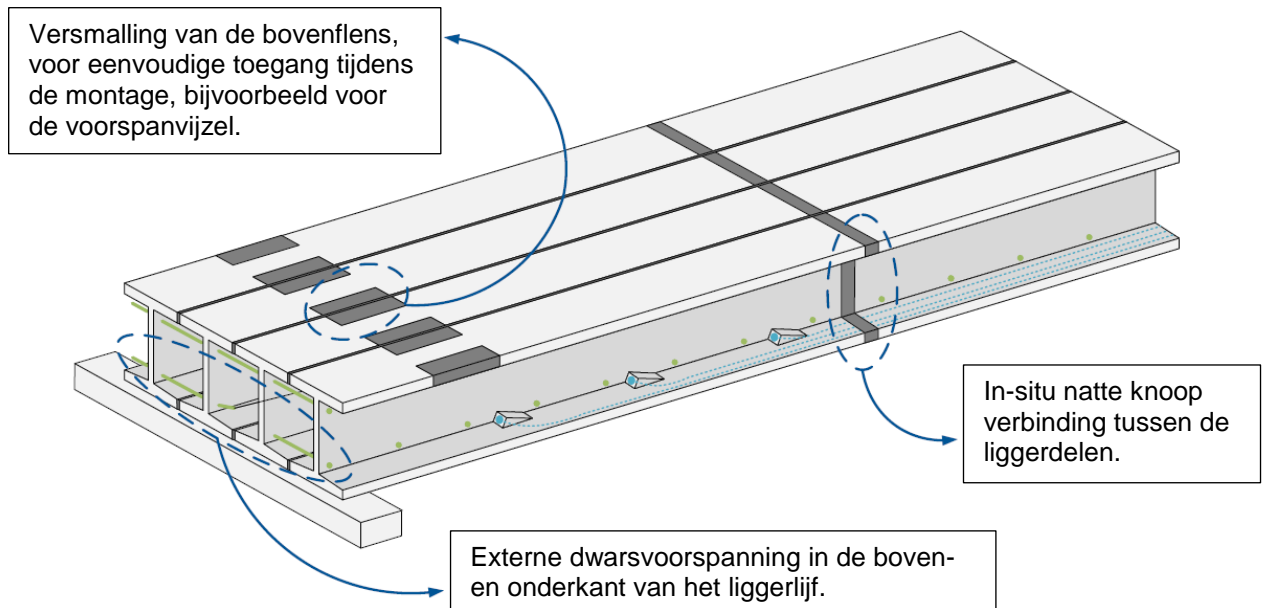
Figuur 6-6 Een vergelijking van het maximale buigende moment in de randligger voor een brugdek opgebouwd uit vakwerk combinatie kokerliggers, combinatie kokerliggers en I-liggers. Hierin is LM1 der verkeersbelasting en RB de rustende belasting.

Opgemerkt moet worden dat deze betere belastingspreiding niet zal leiden tot minder gebruik van voorspanstaal, de belasting moet immers op een ander manier, via torsie en dwarsbuiging, afgedragen worden aan de opleggingen en hiervoor is juist extra staal noodzakelijk. Maar deze spreiding zorgt wel dat het buigend moment in de lengterichting verminderd zodat hiervoor een kleinere arm en dus een slankere constructie, voldoende is. Een alternatief voor het hoge eigengewicht van de te transporteren liggerdelen is de combinatie kokerligger met een in situ druklaag. Door het ontbreken van het brugdek is deze liggerdoorsnede aanzienlijk lichter. Maar de voorspanning zal minder effectief zijn in deze doorsnede, zodat meer constructiehoogte noodzakelijk is om geschikt te zijn voor dezelfde belasting. Hierdoor zal ook de profielhoogte moeten stijgen wat ook weer probleem kan zijn voor het transport. Hierbij mag de uitstekende beugelwapening niet vergeten worden om de hoogte voor het transport te bepalen.

De doorsnede vorm zal variëren over de lengte van het liggers, dit om gewicht te besparen. Het eigengewicht van de constructie zou nog verder verminderd kunnen worden door het toepassen van en stalen ligger lijf of een ruimte vakwerk. Maar hier is van afgezien omdat beide deeloplossingen ook weer eigen, nog grotere nadelen hebben.

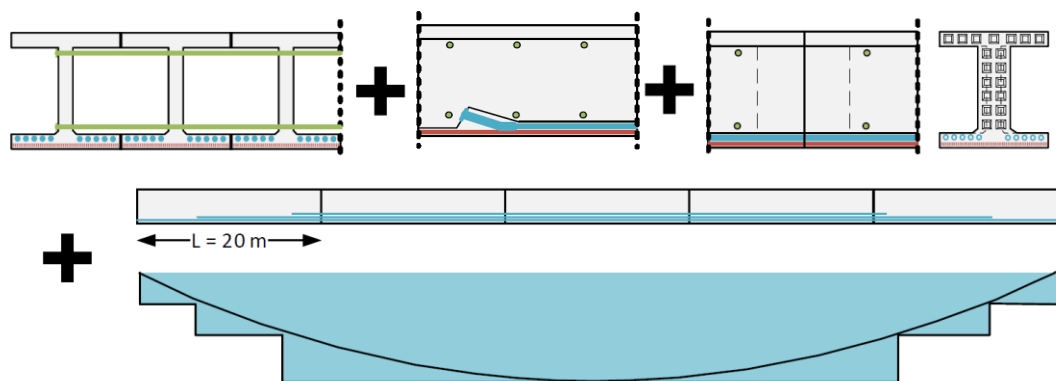
De liggerkoppeling in de drukzone zal gemaakt worden met behulp van een natte knoop verbinding met een dikte van ongeveer een halve meter, hierdoor is er doorgaand wapeningsstaal in de voeg. Zodat er een lagere eis geldt wat betreft de minimale voorspanning in de doorsnede. Door deze lagere eis kan er voorspanstaal bespaard worden, dit heeft tevens het voordeel dat de onderflens dunner gemaakt kan worden. Wat weer bijdraagt aan een vermindering van het eigengewicht. Een ander voordeel van deze verbinding is de mogelijkheid om zeegverschillen bij het samenstellen van de liggers te corrigeren. Het belangrijkste nadeel van de natte knoop verbinding is dat het relatief veel tijd kost om de verbinding te maken. Maar omdat er slechts twee verbindingen per ligger gemaakt hoeven te worden wordt dit als een relatief klein nadeel gezien.

Voor de koppeling in de trekzone zal gebruik worden gemaakt van variant 1, koppeling met behulp van nagerekt staal. Deze koppeling heeft als voordeel dat deze relatief eenvoudig aan te brengen is in de doorsnede, dit in tegenstelling tot variant 4 en 5 en dat de torsiestijfheid van het brugdek behouden blijft, ook in de uiterste grenstoestand.



Figuur 6-7 een schets van de beschreven variant 1: de 3-delige samengestelde liggerbrug.

6.6.2 Variant 2: 5-delige samengestelde liggerbrug



Figuur 6-8 een schets van de verschillende deeloplossingen die gecombineerd zijn om variant 2 te vormen.

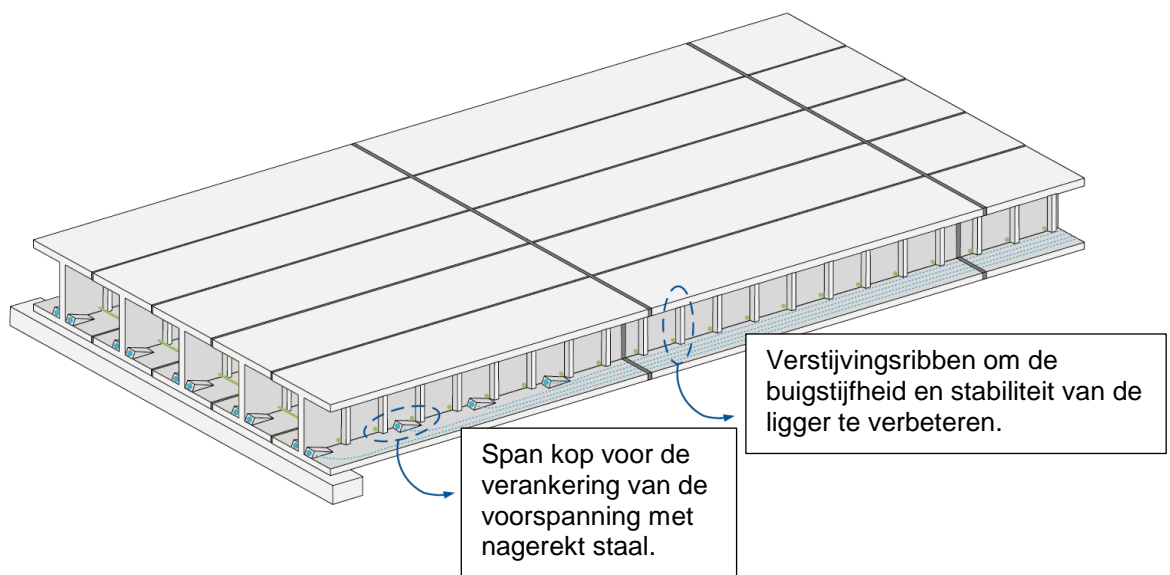
In deze variant is gekozen voor het opdelen van de totale ligger in 5 delen. Hierdoor daalt het eigengewicht per liggerdeel, wat het transport van de delen vereenvoudigt. De liggerdelen zullen minimaal voorgespannen worden met voorgerekt staal. Deze voorspanning heeft als doel om de liggers ongescheurd te kunnen transporteren en kan eventueel een heel klein beetje mee helpen voor het maximale buigend moment in de middendoorsnede.

Ook bij deze variant is gekozen voor de combinatie kokerligger bestaand uit I-vormige profielen die door middel van externe voorspanning met elkaar worden verbonden tot een constructie die effectief de belasting spreid in de dwarsrichting. Afwijkend van de eerste variant is er voor gekozen om de liggers een werkende breedte van 3 meter te geven. Dit heeft als voordeel dat het aantal lijven in het totale brugdek verminderd kan worden, hierdoor kan de dikte van deze lijven beter geoptimaliseerd worden afhankelijk van de maximale dwarskracht. Tevens worden deze lijven van ribben voorzien om de buigstijfheid van te verhogen en de wapening voor deze buiging eenvoudig te kunnen plaatsten. Op deze manier stijgt het eigengewicht per ligger, maar zal het eigengewicht per meter brugdekbreedte juist

dalen, wat zorgt voor een lagere totale belasting door het eigengewicht van de constructie. Omdat de liggerlengte in deze variant maximaal 20 meter is, zal het eigengewicht per liggerdeel lager liggen, wat voordelig is voor het transport (zie hiervoor bijlage B4).

De liggerkoppeling zal gemaakt worden met behulp van een mortelvoeg. Dit maakt het mogelijk om de ligger relatief snel samen te stellen, met weinig werk op de bouwplaats. Doordat de ligger slechts licht voorgespannen is, zal de zeeg klein zijn en zullen dus de zeegverschillen ook minimaal zijn. Omdat de zeegverschillen minimaal zijn, is ook geen dikke voeg of natte knoop verbinding nodig om deze te corrigeren. Om deze voeg te kunnen maken zullen de koppen voorzien worden van profilering. Om deze profilering precies te maken is een maatvast kopschot noodzakelijk. Maar kleine afwijkingen zijn te corrigeren door de voeg zodat de productie niet teveel bemoeilijkt wordt door de gewenste nauwkeurigheid. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld de stalen plaat verbinding en de prefab kop blok verbinding, die bijzonder nauwkeurig geplaatst moeten worden.

In de lengterichting zullen de liggerdelen verbonden worden door voorspanning met nagerekt staal. Deze voorspanning zal het grootste deel van de belasting dragen. Om de opslag, transport en montage van de liggerdelen te vereenvoudigen zullen de liggerdelen licht voorgespannen worden met voorgerekt staal, hierdoor wordt scheurvorming voorkomen. De koppeling in de trekzone wordt gemaakt door middel van voorspanning met nagerekt staal. Doordat er geen doorgaande wapening in de mortelvoeg aanwezig is geldt hiervoor wel een strenge eis met betrekking tot de minimale voorspanning in de voeg [27] [5].

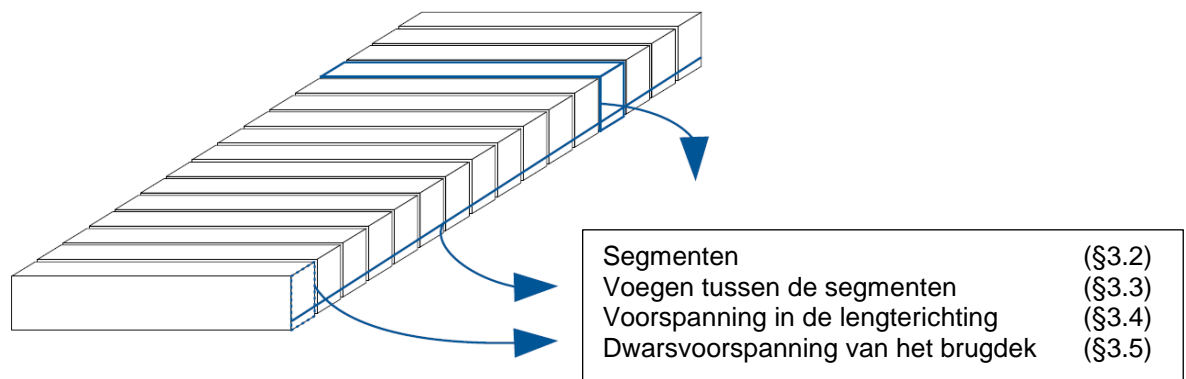


Figuur 6-9 een schets van de beschreven variant 1: de 5-delige samengestelde liggerbrug.

7. Segmentbrug

7.1 Algemeen

De tweede mogelijke oplossing die verkend is, is de segmentbrug. Deze bestaat uit geprefabriceerde segmenten die in de lengterichting voorgespannen worden om een compleet brugdek te vormen. In dit hoofdstuk zijn mogelijke oplossingen geschetst voor de verschillende onderdelen van de constructie zoals in Figuur 7-1 geschetst. Ook deze deeloplossingen kunnen gecombineerd worden tot een mogelijke oplossing. Deze samengestelde varianten zijn beschreven in de laatste paragraaf.



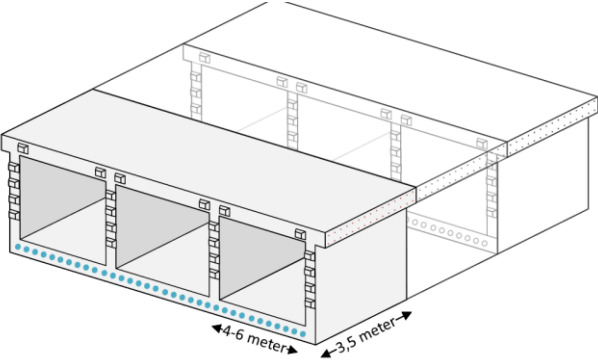
Figuur 7-1 Een schets van de opbouw van een segmentbrug met aangegeven voor welke constructiedelen oplossingen geschetst zijn.

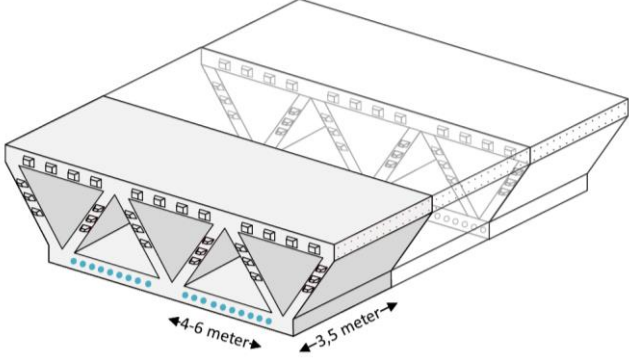
7.2 Segmenten

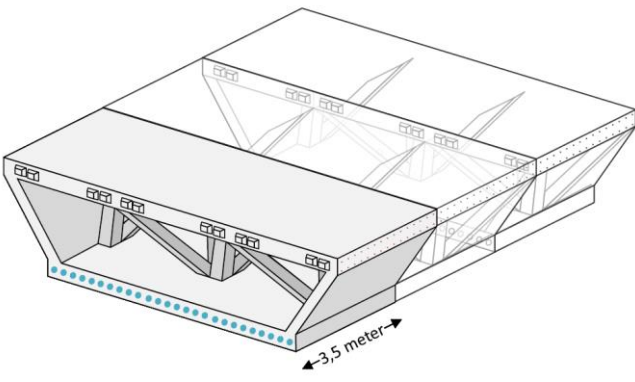
De koppeling tussen de segmenten moet snel en eenvoudig gemaakt kunnen worden. Daarom is een lijm, mortel of droge voeg daarvoor de meest logische keuze. Een betonvoeg, eventueel met uitstekende wapening is niet aantrekkelijk omdat dit relatief veel werk kost om te maken. In paragraaf 3.3 zijn verschillende mogelijkheden geschetst om deze voeg mogelijk te maken. De keuze hierin hangt ook sterk samen met de verdere opbouw van het segment.

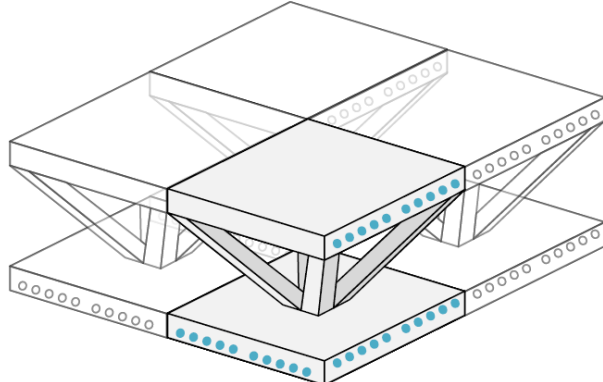
De geschetste segmenten hebben allemaal meerdere cellen, dit om ervoor te zorgen dat de bovenflens volledig als betondrukzone benut wordt en dat delen niet buiten de effectieve breedte vallen. Met een brugdekbreedte van 17,8 meter resulteert dit in een doorsnede met ongeveer vier kokercellen. Dit is een groot verschil met bestaande segmentbruggen die veelal buiten Nederland zijn gebouwd. De belangrijkste oorzaak van deze keuze is de wens om zo slank mogelijk te bouwen, met een constructiehoogte minder dan 3,2 meter bij een overspanning van 100 meter (dus een slankheid van 31,25). Dit verschilt sterk met bestaande segmentbruggen die veel minder slank gebouwd zijn, daarvoor is het gebruikelijk om te ontwerpen met een slankheid van 12 tot 25 [29].

De segmenten zullen allemaal een maximale breedte van 3,5 meter hebben zodat de breedte geen belemmering is om deze zonder begeleiding over de weg te vervoeren. Als het eigengewicht van de segmenten te groot wordt voor eenvoudig transport kan deze breedte verminderd worden tot bijvoorbeeld 3 of 2,5 meter.

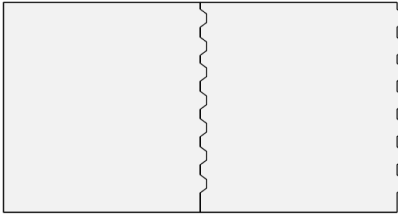
1. Kokersegment		
<p>Een kokersegment met meerdere cellen. Hierbij varieert de breedte en het aantal cellen afhankelijk van de totale breedte van het brugdek. De segmenten worden voorzien van dwarskracht tanden op de lijven en de bovenflens.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kokers zijn relatief eenvoudig toegankelijk voor montage voorspankabels en andere werkzaamheden. • Externe voorspanning kan eenvoudig door de kokers omhoog gebogen worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lastig schaalbaar uit te voeren in de dwarsrichting. • Dwarsstijfheid afschuifstijfheid van deze doorsnede is relatief klein. 	

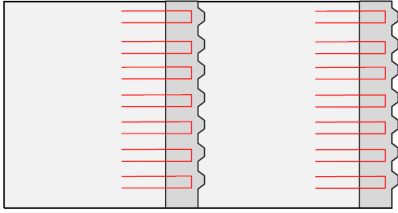
2. Kokervakwerksegment		
<p>Een kokersegment waarbij de lijven van de doorsnede onder een hoek zijn geplaatst om samen een vakwerk in de dwarsrichting te vormen. Deze variant zorgt voor een betere spreiding van de belasting vergeleken met het standaard kokersegment, ook in een situatie met alleen externe voorspanning. Maar de holleruimte zijn minder toegankelijk voor werkzaamheden, zeker voor kleine constructiehoogtes.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Goede spreiding van de belasting, in de uiterste grenstoestand ook bij een segment met alleen externe voorspanning, als de voegen open gaan staan. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kokers zijn lastig toegankelijk voor montage voorspankabels en andere werkzaamheden. • Minder ruimte in onderflens voor plaatsing voorspankabels. • Segmenten zijn lastig te schalen in de hoogte en breedte. 	

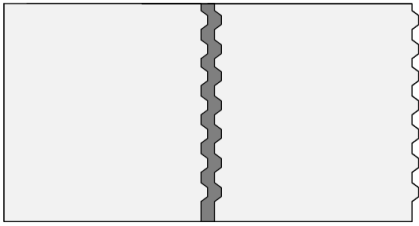
3. Kokersegment met ruimte vakwerk	
<p>Een kokersegment voorzien van een intern geplaatst ruimtevakwerk. Hierdoor is er meer ruimte in de koker voor werkzaamheden en om externe voorspankabels omhoog te buigen. Dwarskrachttanden kunnen alleen op de bovenflens geplaatst worden waar de vakwerkstaven van de aanliggende segmenten op elkaar aansluiten. De randen zijn wel uitgevoerd als dicht lijf om de torsiestijfheid en het uiterlijk te verbeteren. Eventueel kan het interne vakwerk apart geproduceerd worden in beton of met behulp van stalen buisprofielen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Meer ruimte voor werkzaamheden binnen de koker vergeleken met het kokervakwerk segment. • Meer ruimte om externe vakwerkkabels omhoog te buigen vergeleken met het kokervakwerk segment. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Minder ruimte voor dwarskracht tanden doordat er minder lijven zijn om deze tanden op te plaatsen. • Segmenten zijn lastig te schalen in de hoogte en breedte.

4. Modulair vakwerksegment	
<p>Een modulair vierkant vakwerk segment. Deze segmenten kunnen zo samengesteld worden tot een brugdek. In tegenstelling tot de andere varianten heeft dit segment voegen zowel in de lengterichting als in de dwarsrichting van het brugdek. Een mogelijke techniek om het vakwerk te produceren is om een EPS blok als verloren bekisting te gebruiken en hier de staven in uit te boren. Ook kan het vakwerk met behulp van stalen buisprofielen geproduceerd worden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief kleine bekisting noodzakelijk om de segmenten te produceren • De kleine segmenten zijn eenvoudig te transporteren. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Intern vakwerk is lastig en alleen met een zeer ingewikkelde bekisting te produceren, of moet uitgevoerd worden in staal. • Extreem veel voegen in de totale constructie.

7.3 Voegen tussen de segmenten

1.	Match-cast
<p>Een mogelijke productiemethode is om de segmenten tegen elkaar aan te stort. Hierbij dient de rand van het vorige segment als mal voor het volgende segment. Door dat deze vlakken tegen elkaar aan zijn gestort hebben ze een bijna perfecte pasvorm. Deze methode kan op twee manieren uitgevoerd worden, de 'long line' methode, waarbij de complete brug in segmenten achter elkaar geproduceerd wordt. En de 'short line' methode, waarbij de segmenten steeds opschuiven. De laatste methode heeft hier de voorkeur vanwege het kleinere ruimtegebruik.</p>	
	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lijmvoeg is relatief snel te maken op de bouwlocatie 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Pasvorm onzeker bij het gebruik van dwarsvoorspanning met voorgerekt staal. • Risico op het buigen, het 'bowing effect', van de segmenten door temperatuur effecten tijdens het stort. Bij een segmentdikte/breedte verhouding groter dan 6 tot 7 [30] [31].

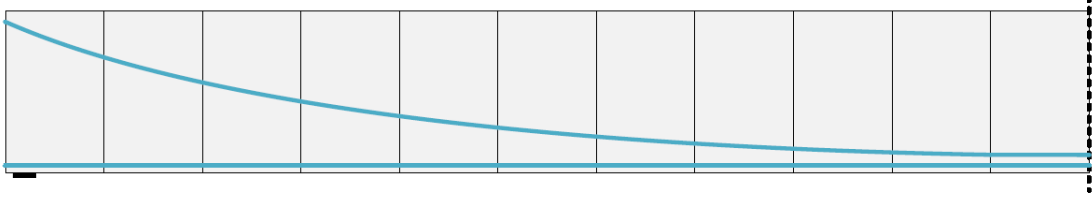
2.	Tweede fase betonvoeg
<p>De segmenten kunnen ook in twee fasen worden gestort. Hierbij wordt eerst het grootste segment deel apart gestort, in een zijde steken hierbij wapeningsstekken uit. Vervolgens wordt de betonvoeg tegen het volgende segment aangestort om zo een perfecte pasvorm te krijgen. Deze procedure maakt het mogelijk om het grootste deel van het segment voor te spannen met nagerekt staal, zonder dat de vervorming door het voorspannen de pasvorm van de voeg beïnvloed.</p>	
	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Maatvastheid meer zeker in vergelijking met de standaard match-cast methode, vooral bij het gebruik van dwarsvoorspanning in het segment. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Ingewikkelde bekistingsvorm noodzakelijk om ruimte te laten voor uitstekende wapeningsstekken. • Meer werk noodzakelijk per segment.

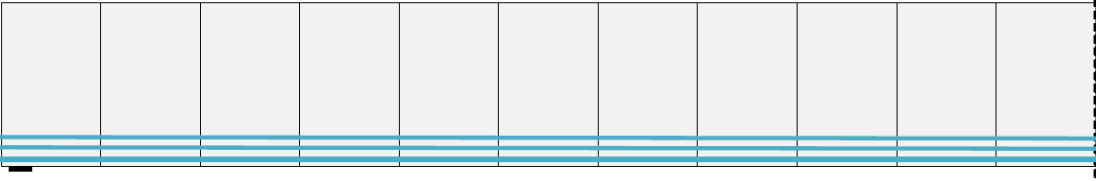
3.	Mortelvoeg	
<p>Een mogelijkheid is om de contactvlakken van de segmenten te storten met een maatvaste bekisting. Om de dan onvermijdelijke maatafwijkingen te corrigeren kan gebruik worden gemaakt van een mortelvoeg die 5 tot 10 centimeter dik zal zijn.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Eventueel circulair te maken door gebruik te maken van onthechtingsmiddel tussen de mortelvoeg en het segment. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Het maken van deze mortelvoeg zal relatief veel werk zijn op de bouwplaats. Zeker aangezien dit voor de tientallen segmenten waar een brugdek uit zal bestaan moet gebeuren. 	

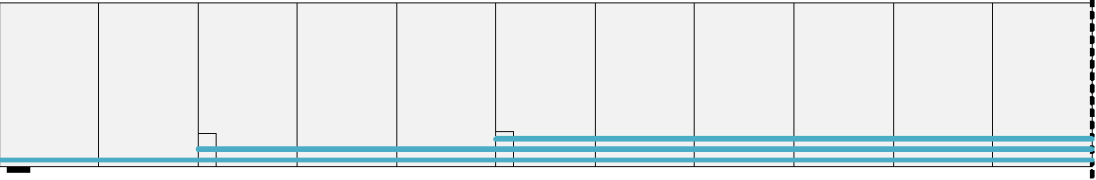
7.4 Voorspanning in de lengterichting

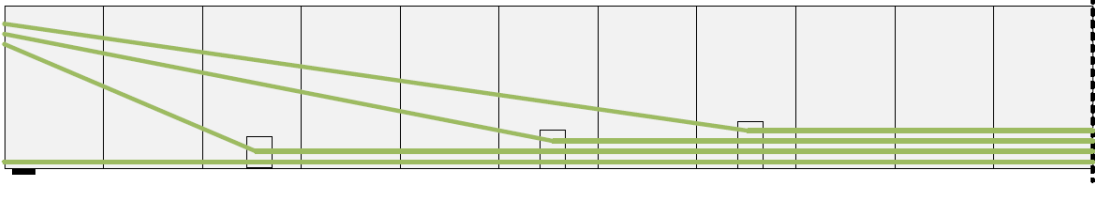
Voor het verloop van de voorspanning om de segmenten aan elkaar te spannen zijn veel varianten mogelijk. De belangrijkste keuze is voor interne of externe voorspanning, waarbij deze beiden hun eigen voor- en nadelen hebben.

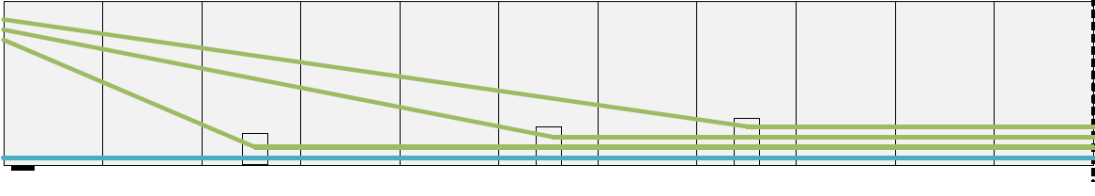
Voor kokerliggers is het gebruikelijk om de interne voorspanning nabij de oplegging omhoog te buigen. Hierdoor draagt de voorspanning ook een deel van de dwarskracht. Het grote nadeel van deze oplossing is dat de dikte van de lijven nu bepaald wordt door de benodigde ruimte voor de voorspankanalen. Daarom is deze oplossing in slechts een variant beschreven.

1.	Opgebogen voorspanning	
<p>De segmenten kunnen verbonden worden door middel van voorspanning met nagerekt staal. Hiervoor zijn voorspankanalen opgenomen in de doorsnede. Nadat de segmenten tegen elkaar zijn geplaatst worden de voorspankabels door de kanalen getrokken en aangespannen. Vervolgens worden de kanalen geïnjecteerd met grout. Een deel van de kabels volgt een opgebogen traject om trek in de bovenflens nabij de oplegging te voorkomen.</p>		
		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Voorspanning draagt ook bij aan de dwarskracht capaciteit van de constructie. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Dikte voorspankanaal beïnvloed de dikte van de lijven en kan dus zorgen voor een toename van het eigengewicht. • Alle segmenten hebben een uniek verloop van het voorspankanaal wat de productie moeilijker maakt. • In de voegen (zonder doorgaande wapening) geldt een eis voor een minimale betondrukspanning. 	

2.	Horizontale voorspanning over de volledige bruglengte	
<p>De segmenten kunnen verbonden worden door middel van voorspanning met nagrekt staal. Hiervoor zijn voorspankanalen opgenomen in de onderflens van de doorsnede. De voorspankabel loopt door over de complete doorsnede om zo alle segmenten zoveel mogelijk gelijkvormig te kunnen produceren.</p>		
		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Alle segmenten hebben een gelijk verloop van de voorspankabel wat de productie vereenvoudigd. • De dikte van de lijven wordt niet bepaald door de voorspankanalen. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • In de voegen (zonder doorgaande wapening) geldt een eis voor een minimale drukspanning in de gebruikstoestand, zodat er meer voorspanstaal benodigd is. • De segmenten zullen zeer waarschijnlijk bovenin op trek bezwijken nabij de oplegging. • Zeer waarschijnlijk te weinig ruimte in de kop om de verankering te kunnen plaatsen.

3.	Horizontale voorspanning verdeeld over de bruglengte	
<p>De segmenten kunnen verbonden worden door middel van voorspanning met nagrekt staal. Hiervoor zijn voorspankanalen opgenomen in de onderflens van de doorsnede. De voorspankabel is verankerd in een aantal segmenten nabij de oplegging waar minder voorspanning benodigd is. Hierdoor wordt een voorspanningsverloop gemaakt vergelijkbaar met het onthechten van strengen bij voorspanning met voorgerekt staal.</p>		
		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De dikte van de lijven wordt niet bepaald door de voorspankanalen. • De onderflens kan dunner worden nabij de oplegging, om op deze manier gewicht te besparen. • Recht voorspankanaal verloop zal de voorspanverliezen door wrijving beperken. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • In de voegen (zonder doorgaande wapening) geldt een eis voor een minimale drukspanning in de gebruikstoestand, zodat er meer voorspanstaal benodigd is. • Verankering van de voorspankabels zal leiden tot een toename van het eigengewicht van dat segment.

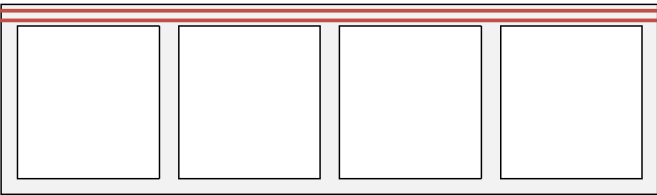
4.	Externe voorspanning
<p>Een ander manier om de segmenten voor te spannen in de lengterichting is met behulp van externe voorspankabels. Deze kabels worden op een aantal punten door zadels afgebogen. Dit type voorspanning is zeer geschikt voor een kokersegment met een intern vakwerk omdat de voorspanning een deel van de dwarskracht sterkte op zich neemt terwijl het open vakwerk voldoende ruimte heeft om de kabels door de doorsnede te leiden. Dit type voorspanning is echter zeer lastig te gebruiken in het kokervakwerksegment omdat er nauwelijks ruimte is om deze kabels omhoog te leiden.</p>	
	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De dikte van de lijven wordt niet bepaald door de voorspankanalen. • De onderflens kan dunner gemaakt worden omdat er geen voorspankanalen in opgenomen hoeven te worden. • Voorspanning draagt bij aan het opnemen van de dwarskracht nabij de opleggingen. • Meer geschikt voor een mogelijk hergebruik van de segmenten (circulariteit) door de relatief eenvoudige demontage. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Stijfheid en belastingspreiding van de constructie neemt af in de uiterste grenstoestand door het openklappen van de voegen. • Het voorspanstaal zal minder efficiënt gebruikt kunnen worden in de uiterste grenstoestand omdat de rek zich verdeeld over de volledige lengte van de kabel. • De voorspanning zal hoger in de doorsnede geplaatst worden.

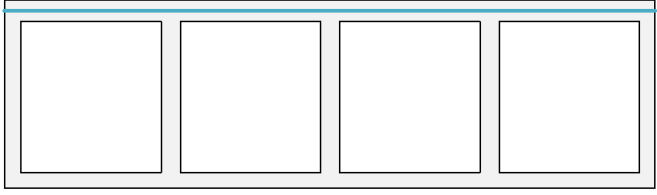
5.	Combinatie externe en interne voorspanning
<p>De segmenten kunnen ook voorgespannen worden door een combinatie van externe voorspanning buiten de doorsnede en interne voorspanning door voorspankanalen. Hierbij kan een relatief dunne onderflens voorzien worden van interne voorspanning terwijl daarboven door zadels de externe voorspankabels worden geleid. Dit heeft als voordeel dat de belastingspreiding van de constructie niet afneemt in de uiterste grenstoestand door het openklappen van de voegen. De betondoorsnede kan toch gereduceerd worden doordat niet alle voorspanning door de doorsnede geleid hoeft te worden.</p>	
	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De dikte van de lijven wordt niet bepaald door de voorspankanalen. • De onderflens kan dunner worden omdat er minder voorspanning door geleid hoeft te worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Een gedeelte van de voorspanning zal minder laag in de doorsnede gepositioneerd worden. • In de voegen (zonder doorgaande wapening) geldt een eis voor een

<ul style="list-style-type: none"> De externe voorspanning draagt bij aan het opnemen van de dwarskracht. 	<p>minimale drukspanning om openklappen van de voegen te voorkomen.</p> <ul style="list-style-type: none"> Onderflens zal relatief dik worden om ruimte te bieden voor de voorspankanalen en de noodzakelijke dekking.
--	---

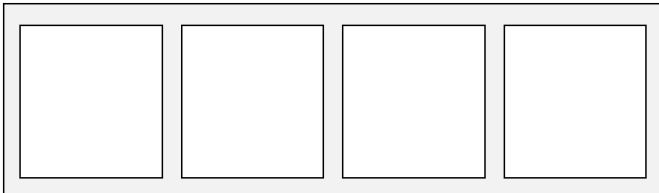
7.5 Voorspanning in de dwarsrichting

De bovenflens van de segmenten kan voorgespannen worden om zo het brugdek te versterken. De keuze om juist de dwarsrichting door middel van deze voorspanning voor te spannen is een logische keuze vanuit het principe dat de verankering het duurste onderdeel van de voorspansystemen is. Bij een lange overspanning zijn dus extreem veel ankers nodig indien de dwarsrichting voorgespannen wordt door middel van voorspanning met nagerekt staal.

1. Dwarsvoorspanning met voorgerekt staal in het brugdek	
<p>De bovenflens van de rijvloer kan voorgespannen door middel van voorspanning met voorgerekt staal. Hierdoor wordt de stijfheid in de dwarsrichting verbeterd en kan de bovenflens dunner en dus lichter gemaakt worden. Eventueel kan er voor gekozen worden om ook de onderflens voor te spannen om zo de belastingspreiding te verbeteren door de constructie stijver te maken.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Efficiënt gebruik van de voorspanningssystemen omdat er zo weinig mogelijk voorspanankers gebruikt hoeven te worden terwijl de constructie wel in twee richtingen voorgespannen kan zijn. Dwarsvoorspanning versterkt de drukzone. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Voorspanning beïnvloedt de vorm van de segmenten en dus de pasvorm. Dit kan problematisch zijn bij segmenten die tegen elkaar aan zijn gestort of als er verschillen ontstaan in de vervorming van de segmenten tijdens de opslag. Onzeker of de segmenten te produceren zijn met bestaande spanbanen vanwege de grote hoek waarmee de strengen omhoog gebogen moeten worden.

2. Dwarsvoorspanning met nagerekt staal in het brugdek	
<p>Het brugdek kan ook voorgespannen worden met behulp van nagerekt staal. Hiervoor worden tijdens het storten van de segmenten voorspankanalen opgenomen in de bovenflens.</p>	

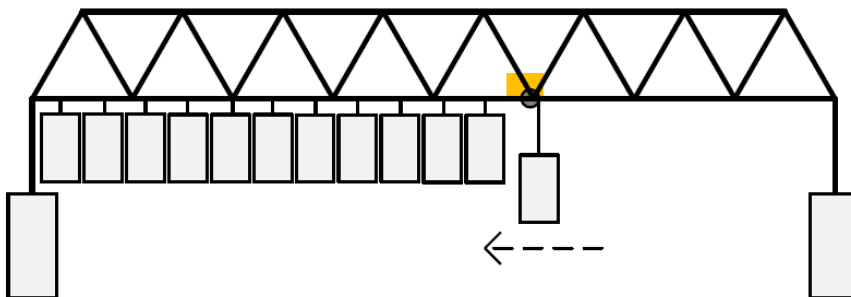
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Voorgespannen constructie met minder maatvastheidsproblemen vergeleken met de eerste variant. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Voorspankanalen verzwakken de betondrukzone. • Voorspannen beïnvloeden de maatvastheid van de segmenten.
--	--

3. Traditioneel gewapend betonnen brugdek	
<p>Een brugdek zonder voorspanning in de dwarsrichting van het brugdek.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Naar verwachting een betere pasvorm van de segmenten, vergeleken met de voorgespannen alternatieven. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Dikkere bovenflens noodzakelijk om zelfde sterkte te halen als de voorgespannen varianten, waardoor het eigengewicht toeneemt. • Minder stijf gedrag van de segmenten in de dwarsrichting.

7.6 Transport en montage

De transporteerbaarheid van de segmenten zal sterk afhangen van de breedte van het te bouwen brugdek. Zolang deze breedte kleiner is dan 22 meter zal het vervoer vermoedelijk geen probleem zijn. Dan kan er gebruik worden gemaakt van een relatief eenvoudige en lage trailer. Voor brugdekken die breder zijn wordt dit een ander verhaal.

7.6.1 Montage met een portaal



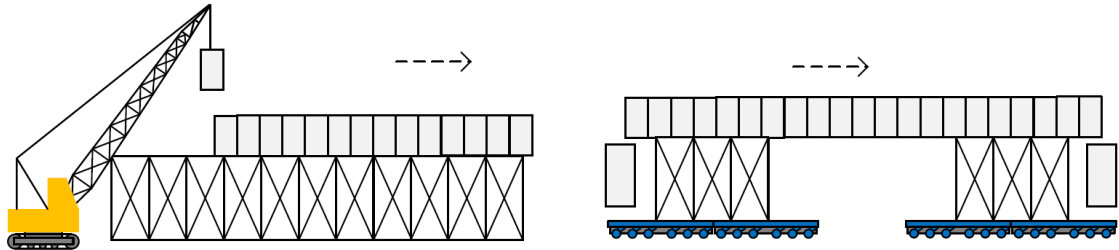
Figuur 7-2 een schets van de bouwmethode waarbij het brugdek gemonteerd wordt hangend aan een portaal boven de weg of het water.

Een mogelijke bouwmethode voor een segmentbrug is de montage met behulp van een portaal. Deze methode is buiten Nederland veel toegepast voor de bouw van snelwegviaducten uit prefab betonnen segmenten. Bij deze methode worden de segmenten een voor een opgehesen en aan het portaal gehangen vervolgens worden de voegen gevuld en wordt het brugdek voorgespannen. Hierbij kunnen de segmenten zowel van achter het landhoofd als van onder het portaal aangevoerd worden.

Het voordeel van deze bouwmethode is dat er geen zware kranen of verkeersmiddelen nodig zijn. De complete montage van het brugdek gebeurt op de bouwlocatie. Het nadeel is dat de bouw pas kan beginnen als dit portaal is gebouwd is op de bouwlocatie, iets wat voor een

overspanning van 100 meter al een groot bouwwerk is. Ook zal de kruisende snelweg tijdens het ophoisen en samenstellen van de segmentbrug afgesloten moeten zijn omdat het niet veilig is om dan verkeer onder de brug door te laten rijden. Hierdoor kan deze bouwmethode nog voor relatief veel hinder zorgen.

7.6.2 Inrijden compleet brugdek

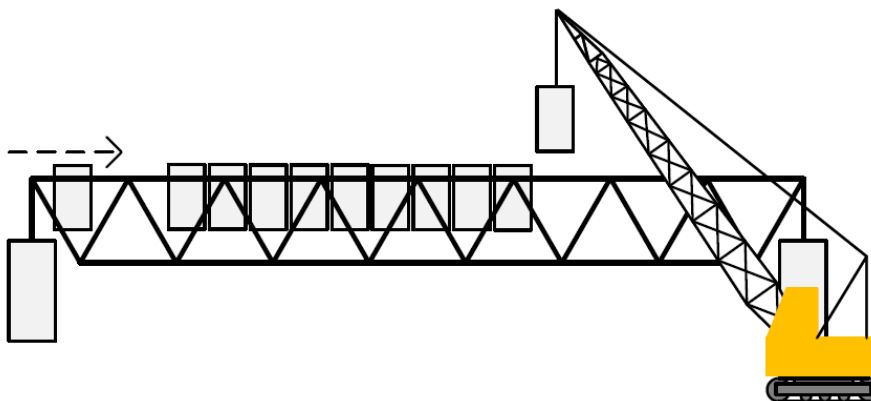


Figuur 7-3 een schets van de bouwmethode waarbij het brugdek in een keer naar de eindlocatie wordt getransporteerd.

Een ander mogelijke bouwmethode voor een segmentbrug is het brugdek vooraf op een terrein nabij de bouwlocatie de prefab segmenten te combineren tot een brugdek. Het complete brugdek kan vervolgens met behulp van SPMT's naar de bestemming worden gereden. Voor een kanaalbrug zou dan de plaatsing kunnen gebeuren vanaf het water met behulp van pontons.

Het voordeel van deze bouwmethode is dat het brugdek relatief eenvoudig, zonder tijdsdruk in elkaar gezet kan worden. Ook kan hiervoor een relatief lichte hijskraan gebruikt worden. Tenslotte hoeft de kruisende snelweg maar kort afgesloten te worden tijdens de montage. Maar het belangrijkste nadeel is dat het brugdek vervolgens in een keer verplaatst moet worden. Iets wat vanwege het grote eigengewicht van dergelijke overspanningen wel mogelijk is maar zeker niet gemakkelijk. Ook moet hiervoor waarschijnlijk ook een tijdelijke weg aangelegd worden om het brugdek te verplaatsen, dit om te voorkomen dat het brugdek wegzakt in de bodem.

7.6.3 Montage op een hulpconstructie



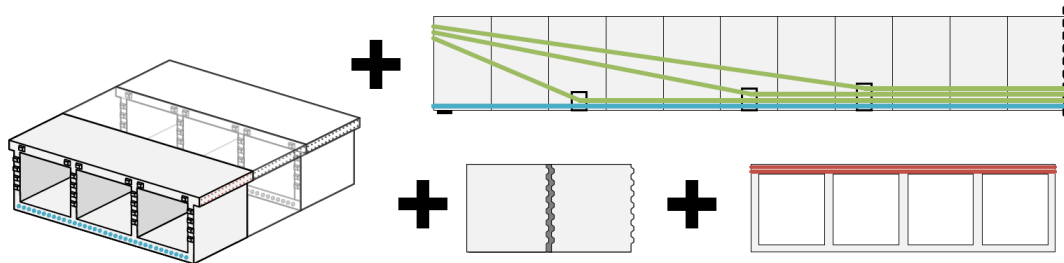
Figuur 7-4 een schets van de bouwmethode waarbij het brugdek wordt geplaatst op een tijdelijke ondersteuningsconstructie.

Tenslotte kan de brug ook samengesteld worden op een hulpconstructie. De segmenten kunnen hierbij met een relatief lichte kraan geplaatst worden of over de hulpconstructie aangevoerd worden vanaf een van de landhoofden. Deze hulpconstructie kan eventueel extra tussensteunpunten hebben op de snelweg om de kosten hiervan te verminderen. Het belangrijkste nadeel van de bouwmethode is dat de snelweg afgesloten moet zijn tijdens het bouwen van deze hulpconstructie en tijdens het samenstellen van het brugdek. Ook voor een kanaalbrug is deze bouwmethode geschikt zolang een lange afsluiting van het water geen probleem is.

7.7 Samengestelde varianten van segmentbrug

Met behulp van de beschreven deeloplossingen voor een mogelijke prefab betonnen segmentbrug zijn twee varianten samengesteld die vergeleken zullen worden met de andere alternatieven om een mogelijke oplossing te vinden om een prefab betonnen brug te bouwen met een overspanning tot ongeveer 100 meter.

7.7.1 Variant 3: Kokersegment met gecombineerde voorspanning



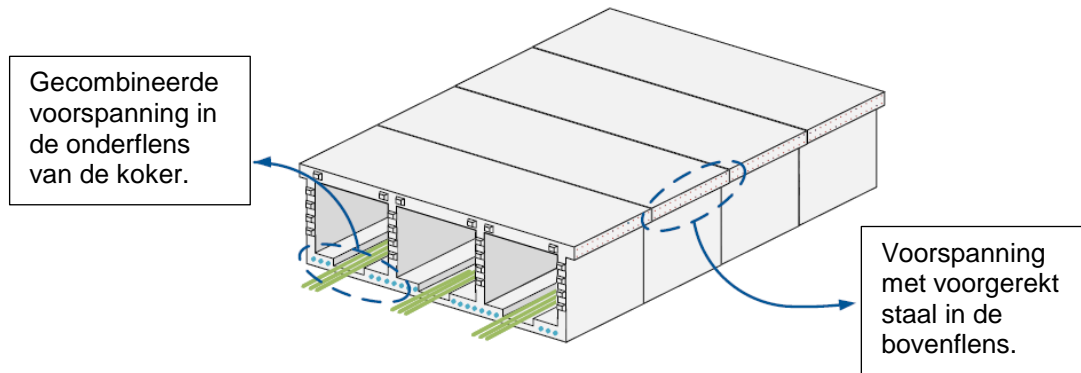
Figuur 7-5 een schets van de verschillende deeloplossingen die gecombineerd zijn om variant 3 te vormen.

Voor deze variant is gekozen voor het kokersegment omdat deze doorsnede relatief eenvoudig te produceren is. Vergeleken met de eerder beschreven samengestelde liggervarianten kunnen de lijven van de doorsnede beter gespreid worden over de doorsnede om een betere balans te vinden tussen het eigengewicht van de constructie en het maximaal benutten van de druksterkte van het hogesterktebeton. Ook kan deze doorsnede relatief eenvoudig in de breedte richting geschaald worden, zeker vergeleken met de andere geschetste oplossingen, waarbij de schuine vakwerkenwanden voor iedere breedte verandering, anders afgesteld moeten worden.

De voegen tussen de segmenten zullen gestort worden in een zeer maatvaste bekisting. De onvermijdelijke kleine maatverschillen zullen opgevangen worden door gebruik te maken van een mortelvoeg of een zeer dikke lijmvoeg. Deze mortelvoeg moet tevens de maatverschillen veroorzaakt door het spannen van de segmenten in dwarsrichting corrigeren. Deze voeg heeft als nadeel dat het maken relatief veel tijd zal kosten, maar alleen op deze manier is het gebruik van dwarsvoorspanning met voorgerekt staal mogelijk.

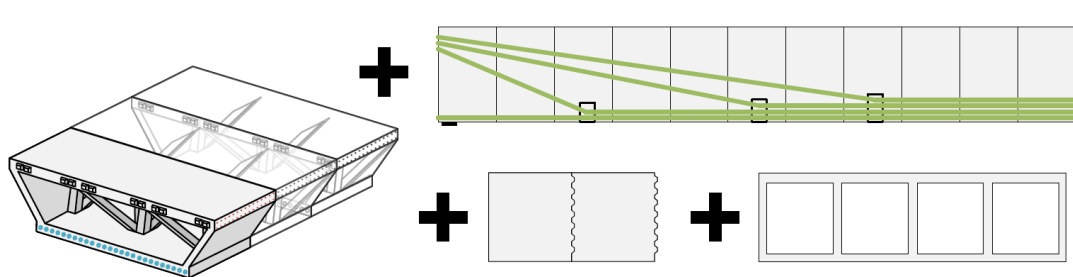
De segmenten zullen in de lengterichting voorgespannen worden door een combinatie van externe voorspanning en interne voorspanning met nagerekt staal. Deze twee typen voorspanning zullen zo gecombineerd worden om een balans te vinden tussen de minimale drukspanning die vereist is in de voegen zonder doorgaande wapening en uiterste grenstoestand. Hierbij heeft het gebruik van externe voorspanning de voorkeur omdat hierdoor een grote vermindering van het eigengewicht te behalen valt. Door het gebruik van hechtende voorspanning zullen de voegen tussen de segmenten niet openklappen in de uiterste grenstoestand waardoor de spreiding van de belasting over het brugdek niet verloren gaat.

Het brugdek, de bovenflens van de doorsnede en eventueel de onderflens zullen voorzien worden van voorspanning in de dwarsrichting met voorgerekt staal. Door de voorspanning kan de lokale wielbelasting op dit brugdek beter gespreid worden zonder de dikte hiervan teveel te moeten vergroten. Deze voorspanning zal tevens de dwarsstijfheid vergroten, door de buigstijfheid van de bovenflens te vergroten. Het voordeel van deze oplossing voor het brugdek is dat het brugdek in twee richtingen voorgespannen is, terwijl het aantal (dure) naspanankers, dat noodzakelijk is voor de constructie zo laag mogelijk is.



Figuur 7-6 een schets van de beschreven variant 3: Kokersegment met gecombineerde voorspanning.

7.7.2 Variant 4: Ruimte vakwerk segment met externe voorspanning



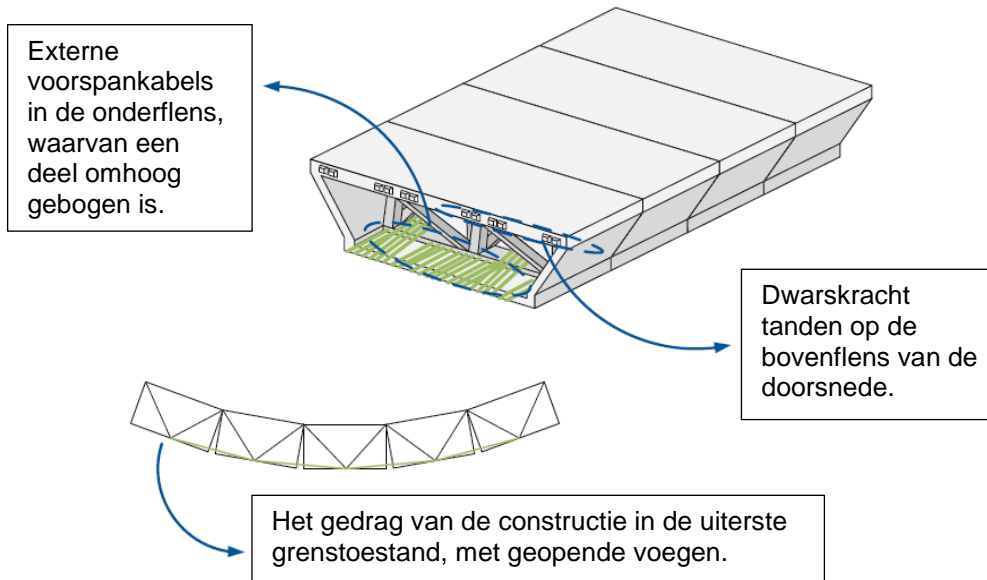
Figuur 7-7 een schets van de verschillende deeloplossingen die gecombineerd zijn om variant 4 te vormen.

Als segmentdoorsnede is gekozen voor het kokersegment met een intern ruimte vakwerk. Dit segment is gekozen vanuit de verwachting dat het hierdoor mogelijk is om een bijzonder licht segment te bouwen. Het interne vakwerk zou eventueel uitgevoerd kunnen worden als stalen vakwerk om zo de productie te versimpelen. Door de open interne structuur is er tevens voldoende ruimte om de externe voorspankabels omhoog te laten lopen. Omdat in de uiterste grenstoestand de voegen tussen de segmenten open gaan staan en dus de torsiestijfheid van het brugdek sterk afneemt [32] [33, p. 34] Zal de dwarspreiding van de belasting voornamelijk gebeuren door middel van buiging van de interne vakwerkligger. Dit vakwerk dient tevens om de afbuigpunten van de externe voorspanning te ondersteunen. Deze afbuigpunten zullen geplaatst worden op de kruising van de vier vakwerkstaven in de onderflens.

De segmenten zullen gestort worden volgens de match-cast methode om een zo goed mogelijke pasvorm van de segmenten te krijgen. Hierdoor kunnen de voegen tussen de segmenten met een dunne lijnvoeg gemaakt worden. Dit heeft als voordeel dat het samenstellen van de constructie relatief snel zal gaan. Om de pasvorm van de segmenten te kunnen garanderen is er voor gekozen om het brugdek niet voor te spannen in de dwarsrichting omdat dit de pasvorm negatief kan beïnvloeden, voorspannen is immers ook voor vervormen en beïnvloed dus de maatvastheid.

Zoals vermeld is gekozen om in deze variant uitsluitend externe voorspanning toe te passen. Hierdoor worden de afmetingen van de doorsnede niet beïnvloed door de noodzaak om voldoende ruimte te hebben voor de voorspankanalen. Voornamelijk de onderflens van de doorsnede kan hierdoor dunner gemaakt worden. De hoop is dat deze vermindering van het eigengewicht opweegt tegen hogere plaatsing van de voorspankabels en het verlies aan dwarspreiding van de belasting bij het openklappen van de voegen in de uiterste grenstoestand. De externe voorspankabels zullen in ieder segment door een afbuigpunt geleid worden. Hierdoor draagt het interne vakwerk ook bij aan de afdracht van de dwarskracht in de uiterste grenstoestand als de voegen openklappen.

Vergeleken met bestaande segmentbruggen gebouwd buiten Nederland, is het belangrijkste verschil de brede onderflens. Deze keuze is gemaakt om ruimte te bieden om extra voorspanning zo laag mogelijk in de doorsnede te kunnen plaatsten. Om de druk- en trekzone op de juiste manier met elkaar te verbinden dient het ruimtevakwerk in de segmenten. Hierdoor kan de volledige bovenflens gebruikt worden als drukzone en hoeft deze niet gereduceerd te worden met een effectieve breedte. Deze keuzes zijn gemaakt om voor de grote overspanningen slanker te kunnen bouwen dan voor de segmentbruggen gebruikelijk is.

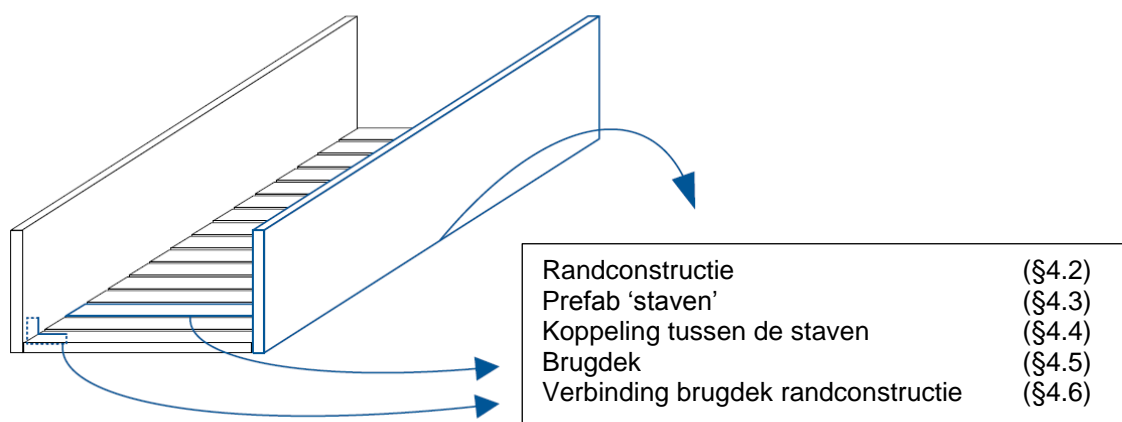


Figuur 7-8 een schets van de beschreven variant 4: Ruimte vakwerk segment met externe voorspanning en het gedrag van de constructie in de uiterste grenstoestand.

8. Boog- en vakwerkbrug

8.1 Algemeen

Een boog of vakwerkbrug is een andere, minder traditionele mogelijkheid om een prefab betonnen brug van 100 meter te bouwen. Globaal gezien wordt de brug hiervoor opgebouwd uit twee randconstructie, die uitgevoerd zijn als vakwerkconstructie of boogconstructie. Deze twee randconstructies dragen de belasting in de lengterichting van het brugdek. Dit brugdek wordt tussen de twee randconstructies gemonteerd om de hoogte van het brugdek zo laag mogelijk te maken. Zoals eerder opgemerkt hebben de vakwerk- en boogbrug een soortgelijke opbouw, daarom worden ze beide besproken in hetzelfde hoofdstuk. In dit hoofdstuk zijn mogelijke oplossingen geschetst voor de verschillende onderdelen van de constructie zoals in Figuur 8-1 geschetst. Deze deeloplossingen kunnen gecombineerd worden tot een mogelijke variant, deze gecombineerde varianten zijn beschreven in de laatste paragraaf.



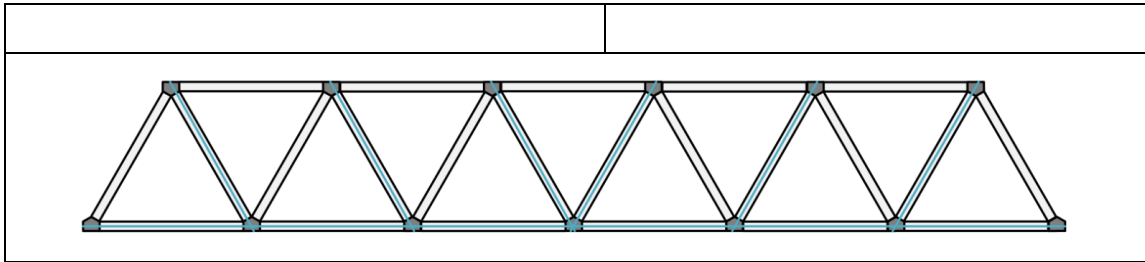
Figuur 8-1 Een schets van de opbouw van een boog of vakwerkbrug met aangegeven voor welke constructiedelen oplossingen geschetst zijn.

In Figuur 8-1 is de algemene opbouw van de brugoplossing geschetst. Opgemerkt moet worden dat in deze schets eventueel aanwezige stabiliteitsverbanden zijn weggelaten. Deze stabiliteitsverbanden zijn noodzakelijk om de stabiliteit van de boog- of vakwerkconstructie te waarborgen.

8.2 Randconstructie

Voor de randconstructie, die de belasting in de lengterichting zal dragen zijn verschillende varianten geschetst. Deze deelvarianten zijn varianten van een boogbrug of een vakwerkbrug. In elke variant zal de randconstructie opgebouwd worden uit een aantal relatief kleine prefab elementen omdat deze constructies onmogelijk als een geheel geproduceerd en getransporteerd kunnen worden.

1. Betonnen vakwerk	
Een mogelijke manier om de randconstructie op te bouwen is een volledig betonnen vakwerk. Hierbij zijn de elementen die op trek worden belast voorgespannen met nagerekt staal.	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Volledig betonnen constructie maakt een duurzame constructie mogelijk. • Constante vakwerkform zorgt voor gelijke staaf- en knoop elementen. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Verankering van de voorgespannen schuine staven in de knoop kan lastig uit te voeren zijn.



2. Vakwerk met gebogen bovenrand

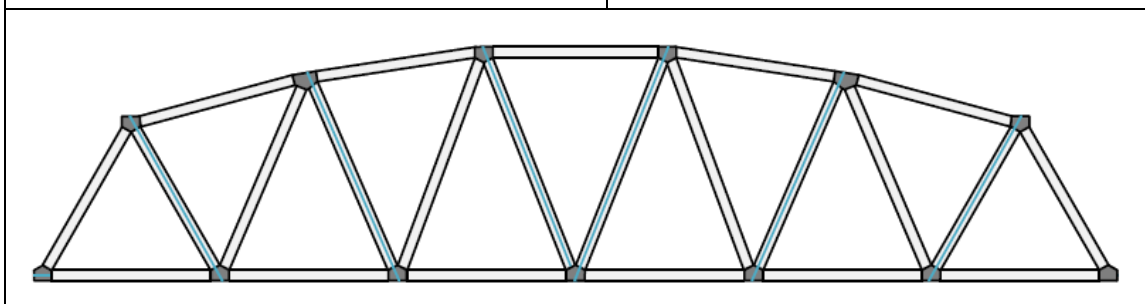
Een volledig betonnen vakwerk waarbij de hoogte van de bovenrand varieert over de lengte van de randconstructie. Zo volgt de randconstructie optimaal de krachtswerking in het vakwerk.

Voordelen:

- Efficiëntere constructie omdat de hoogte varieert met de grote van het buigend moment.

Nadelen:

- Lastiger in de uitvoering door meer gecompliceerde constructie.
- Knopen zijn verschillend en dus lastiger te prefabriceren.



3. Staal en beton vakwerk

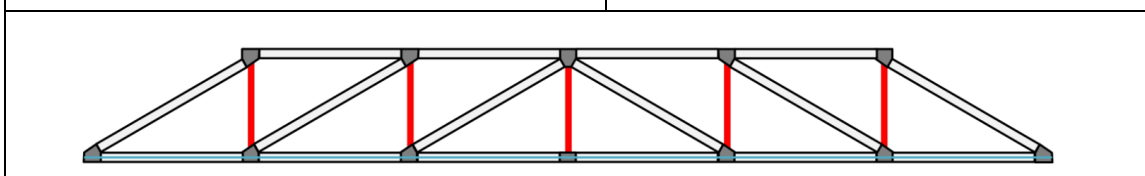
Een mogelijke vormgeving van de randconstructie is vakwerk waarbij betonnen staven de drukelementen vormen. De onderste trekstaaf is een voorgespannen betonnen ligger opgebouwd uit balk vormige elementen. De trekstaaf is voorgespannen door middel van voorspanning met nagerekt staal. De verticale trekstaven zijn uitgevoerd als stalen trekelementen.

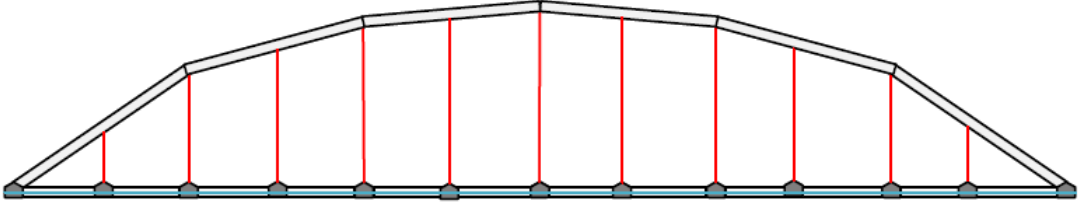
Voordelen:

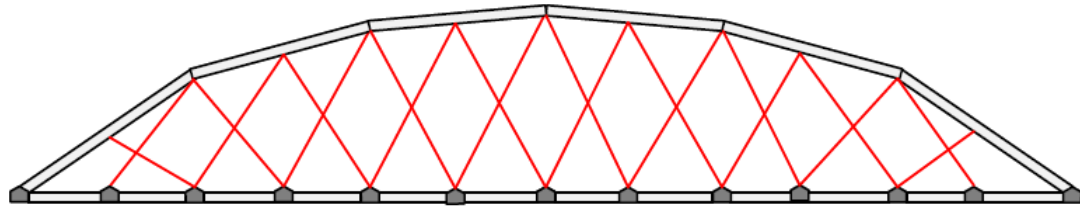
- Druksterkte beton wordt optimaal gebruikt in de druk diagonalen.

Nadelen:

- Stalen onderdelen moeten beschermd worden tegen corrosie.



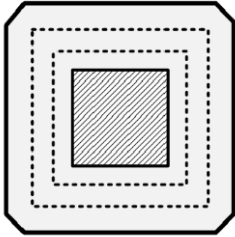
4.	Boogbrug
<p>Naast het vakwerk is ook een boogbrug een mogelijk optie voor de randconstructie. De boogbrug heeft een trekstang ter hoogte van het dek. Deze trekstang zal voorgespannen worden. de hangers van de hier geschetste boog lopen loodrecht naar beneden richting de trekstang en het brugdek.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Minder staaf elementen nodig vergeleken met vakwerk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Boog of onderste trekstaaf moet ook geschikt zijn voor opnemen van buiging. • Stalen onderdelen moeten beschermd worden tegen corrosie
	

5.	Netwerkboogbrug
<p>Een alternatief voor de standaard boogbrug zoals eerder geschetst is de netwerkboogbrug. Hierbij lopen de hangers niet recht naar beneden vanaf de boog maar kruisen elkaar en lopen schuin naar het brugdek. Het voordeel van deze constructie is dat de boog zich stijver gaat gedragen onder de variabele belastingen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Stijvere constructie, vergeleken met de eerder geschetste boogbrug. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Boog of onderste trekstaaf moet ook geschikt zijn voor opnemen van buiging. • Verbindingen worden moeilijker om te maken door samenkomen meerdere trekstaven. • Meer trekstaven noodzakelijk vergeleken een standaard boogbrug. • Stalen onderdelen moeten beschermd worden tegen corrosie
	

8.3 Prefab staven

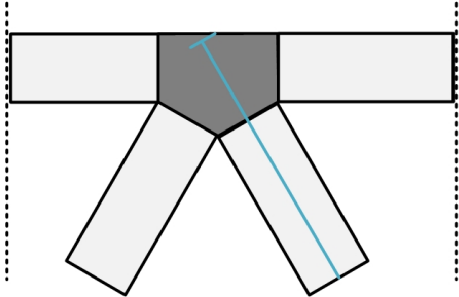
Zowel het vakwerk als de boog kunnen van prefab betonnen staven gebouwd worden. Hieronder is een mogelijk ontwerp gegeven van een dergelijke staaf. Er zijn uiteraard veel meer alternatieve staaf vormen mogelijk, maar omdat dit type voldoende is om de

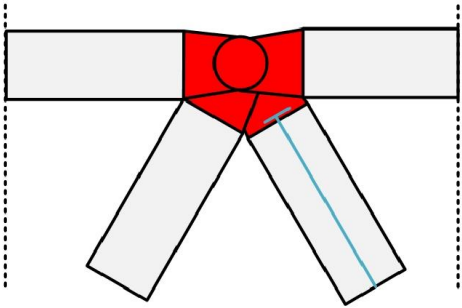
verschillende varianten te ontwerpen en omdat de staven niet het constructieonderdeel zullen zijn waar deze oplossing op wordt afgewezen is slechts een oplossing beschreven.

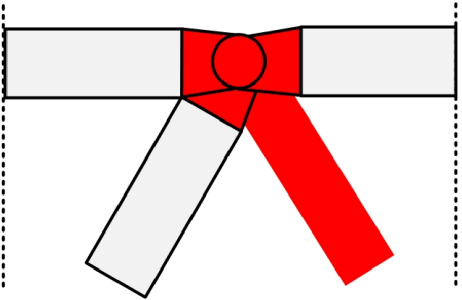
1. Prefab koker staaf	
<p>De druk staven voor de boog en vakwerk constructie kunnen gemaakt worden van kokervormige elementen die afhankelijk van de krachten op de staaf gevuld worden met in grote variërende EPS blokken. De staven kunnen eenvoudig in verschillende lengten geproduceerd worden om deze geschikt te maken voor verschillende overspanningen. Eventueel kunnen de staaf elementen voorzien worden van voorspankanalen om als trekstaaf te dienen.</p>	

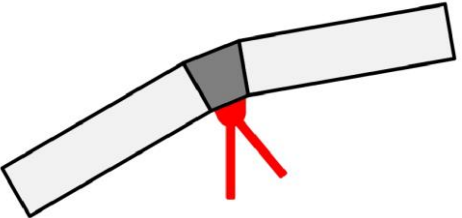
8.4 Koppeling tussen de staven

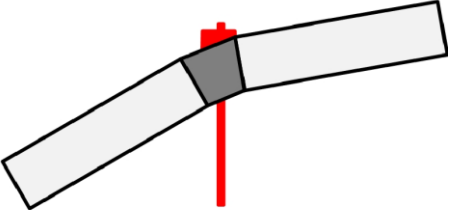
De koppelingen tussen de staven van de randconstructie hebben grote invloed op de maakbaarheid van het ontwerp. Deze bepalen immers in grote mate hoe eenvoudig de randconstructies samengesteld kunnen worden. Niet elke hieronder geschetste variant is geschikt voor zowel toepassing in een boogbrug als in een vakwerkbrug. Dit is daarom aangegeven per deelvariant.

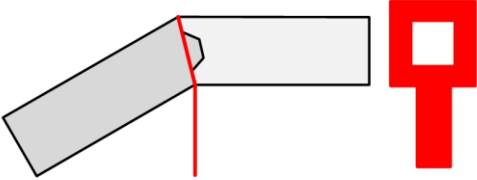
1. Natte knoop (boog en vakwerk)	
<p>Een mogelijke verbinding om de prefab betonnen staven van het vakwerk te verbinden is een natte knoop. De staven worden hierbij voorzien van uitstekende wapening. Op de bouwlocatie wordt vervolgens de verbinding gestort. De trekstaven kunnen hierbij door middel van voorspanning met nagerekt staal voorgespannen worden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Corrigeren van maatafwijkingen mogelijk. • De volledige verbinding is uitgevoerd in beton. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lastig uit te voeren in hogesterktebeton. • Verankering van trekstaaf kan lastige te verwerken zijn in de knoop. • Het maken van de verbinding kost veel werk op de bouwlocatie.

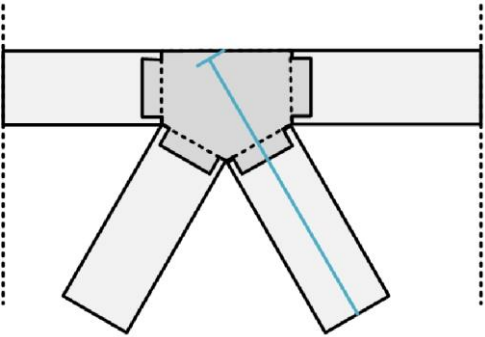
2. Scharnierknoop met voorgespanntrekstaaf (vakwerk)	
<p>Een stalen scharnierverbinding waarbij op de koppen van de prefab betonnen staafelementen stalen platen worden in gestort die vervolgens door middel van een stalen pen verbonden worden tot een scharnierende verbinding. De voorspanning van de betonnen trekelementen kan dan gelijk in of op deze stalenplaten verankerd worden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief weinig werk op bouwplaats noodzakelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Stalen onderdelen moeten beschermd worden tegen corrosie. • Verbinding staal-voorgespannen beton kan lastig te produceren zijn.

3. Scharnierknoop met trekelement (vakwerk)	
<p>Een stalen scharnierverbinding waarbij op de koppen van de prefab betonnen staafelementen stalen platen worden in gestort die vervolgens door middel van een stalen pen verbonden worden tot een scharnierende verbinding. Hierbij is het trekelement uitgevoerd als stalen trekstaaf</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief weinig werk op bouwplaats noodzakelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Stalen onderdelen moeten beschermd worden tegen corrosie.

4. Natte knoop met scharnier trekelement (boog en vakwerk)	
<p>Een natte knoop verbinding tussen de drukstaven waarbij in de verbinding een stalen oog is ingestort waaraan vervolgens de trekelementen scharnierend bevestigd kunnen worden.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Corrigeren van maatafwijkingen mogelijk. • Trekstaven kunnen eenvoudig onder verschillende hoeken geplaatst worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lastig uit te voeren in hogesterktebeton. • Het maken van de verbinding kost veel tijd op de bouwlocatie.

5.	Natte knoop met bovenop verankerd trekelement (boog)
<p>Een natte knoop verbinding geschikt voor een betonnen boog waarbij het trekelement verankerd wordt bovenop de betonnen boog. De trekstaaf is vervolgens door een sparing in de samengestelde boog naar beneden, richting het brugdek geleid.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Corrigeren van maatafwijkingen mogelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lastig uit te voeren in hogesterktebeton. • Het maken van de verbinding kost veel werk op de bouwlocatie.

6.	Noppen verbinding (boog)
<p>Een verbinding waarbij de betonnen druk elementen door middel van dwarskracht tanden op elkaar aansluiten. Het trekelement heeft een oog waarmee deze om de dwarskracht tanden verankerd wordt. De voegen worden vervolgens met mortel of lijm gevuld voor een optimale krachtsoverdracht.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Verbinding zonder in-situ beton, dus relatief snel te maken op de bouwplaats. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Corrigeren van maatafwijkingen niet mogelijk. • Het is onzeker of de verbinding voldoende sterk is om de krachten over te dragen. • Lastige corrosie bescherming voor stalen onderdelen.

7.	Prefab koppellement (vakwerk)
<p>Een mogelijke verbinding bestaat uit een geprefabriceerd koppelstuk waar de standaard staaf elementen overheen geschoven worden. de voeg wordt vervolgens gevuld met lijm of een hoge sterkte mortel om een optimale krachtsoverdracht te krijgen.</p>	

<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Verbinding zonder in-situ beton, dus relatief snel te maken op de bouwplaats. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Koppelstukken kunnen lastig te produceren zijn, door de complexe geometrie. • Corrigeren van maatafwijkingen lastig.
--	--

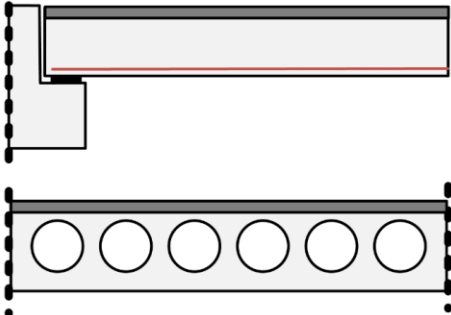
8.5 Brugdek

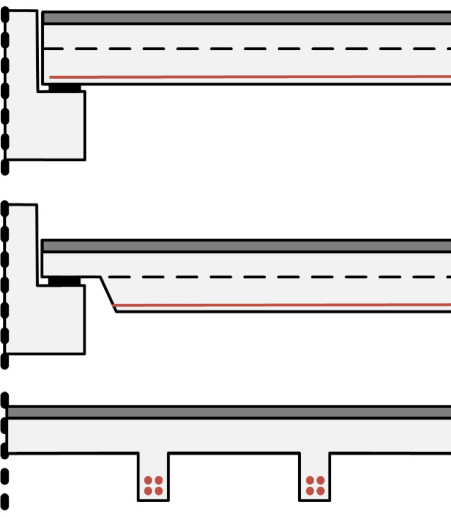
Mogelijke oplossingen om het brugdek te bouwen, kunnen toegepast worden bij zowel de boogbrug als de vakwerkbrug. De keuze voor een bepaald brugdek zal sterk samenhangen met de keuze hoe het brugdek met de staven van de randconstructie verbonden zal worden. In de onderstaande schetsen is slechts een suggestie gegeven hoe deze verbinding mogelijk gemaakt kan worden, hiervoor is de prefab L-vormige koker als basis genomen, maar uiteraard kunnen ook de andere oplossingen toegepast worden voor het brugdek.

1. Brugdek van volstortliggers	
<p>Het brugdek kan opgebouwd worden uit geprefabriceerde voorgespannen volstortliggers, een bestaande techniek die op dit moment gebruikt wordt voor overspanningen tot ongeveer 25 meter.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Het gebruik van bestaande ligger profiel versimpelt de bouwmethode. • Brugdek kan met de huidige techniek geproduceerd worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Resulteert in een massief en dus relatief zwaar brugdek. • Opleglengte kan te kort zijn voor deze voorgespannen liggers.

2. Brugdek van breedplaten	
<p>Het brugdek kan opgebouwd worden uit geprefabriceerde breedplaten die nu veel worden toegepast voor gebouwen. Door deze constructie kan eenvoudige een vaste verbinding tussen de randligger en het brugdek gemaakt worden. Een nadeel is dat deze platen ondersteund moeten worden tijdens de constructie van het brugdek.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Goede koppeling tussen randligger en brugdek mogelijk door in-situ 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Platen moeten ondersteund worden tijdens de constructie.

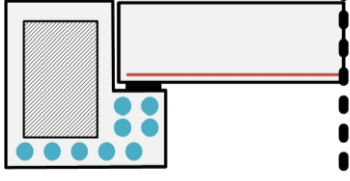
<p>constructie.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Onzeker of deze platen, met gelaste tralie wapening, geschikt zijn voor de wisselende zware verkeersbelasting (vermoeiing). • Resulteert in een massief en dus relatief zwaar brugdek.
---------------------	---

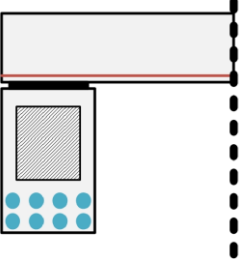
<p>3. Brugdek van kanaalplaten</p>	
<p>Het brugdek kan opgebouwd worden uit geprefabriceerde kanaalplaten. De bovenzijde van de platen wordt voorzien van een gewapende druklaag om een optimale spreiding van de belasting over de platen mogelijk te maken.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Eenvoudige constructie en gemakkelijke montage mogelijk. • Relatief lichte brugdekconstructie mogelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Alleen geschikt voor smalle brugdekken (tot ongeveer 10 meter). • Onzeker of deze platen geschikt zijn voor de zware asbelasting van de vrachtwagens.

<p>3. Brugdek van TT-liggers</p>	
<p>Het brugdek kan opgebouwd worden met een speciaal ontworpen voorgespannen betonnen TT-liggers. De platen worden aan de bovenzijde van een druklaag voorzien om een vlak en egaal brugdek te krijgen. Eventueel kan de oplegging van het brugdek op de randligger zo worden uitgevoerd dat deze nog lager ten opzichten van de onderzijde van de constructie komt te liggen.</p>	
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Snelle montage op de bouwplaats. • Mogelijkheid tot verlaagde ligging brugdek. • Relatief lichte brugdekconstructie mogelijk. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Nieuw ligger profiel noodzakelijk om het brugdek te produceren.

8.6 Verbinding brugdek randconstructie

Zoals eerder opgemerkt in paragraaf 8.5 hangt de keuze voor een bepaald type brugdek sterk samen met de welke oplossing gebruikt wordt om het brugdek aan de randconstructie te verbinden. In deze paragraaf zijn hiervoor drie mogelijke varianten beschreven.

1.	Prefab L-vormige koker	
<p>Een mogelijke koppeling tussen het brugdek en de randconstructie is de toepassing van een koker met een L-vormige doorsnede om zo een oplegging van het brugdek mogelijk te maken. De randconstructie moet voor deze situatie torsiestijf zijn omdat het brugdek een aanzienlijk torsiebelasting op de randligger zal veroorzaken.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief laag geplaatst brugdek mogelijk. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • De koker moet een aanzienlijke torsie belasting kunnen weerstaan. • Alle voorspanning in de onderstaaf van het vakwerk moet door trekstaaf gaan.

2.	Prefab koker	
<p>Een mogelijke koppeling tussen het brugdek en de randconstructie is de toepassing van een koker waarbij het brugdek op de koker zal worden bevestigd. Deze variant zal minder torsie in de koker veroorzaken. Maar het brugdek komt erdoor hoger te liggen. De verbinding tussen de ondertrekstaaf en de rest van de constructie wordt hierdoor wel lastiger omdat deze door het brugdek heen moet.</p>		
<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatief weinig torsie in de kokerligger die de onder staaf vormt. 		<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Brugdek komt hoger te liggen. • Lastige verbinding tussen trekstaaf en rest van de constructie, doordat het brugdek in de weg zit.

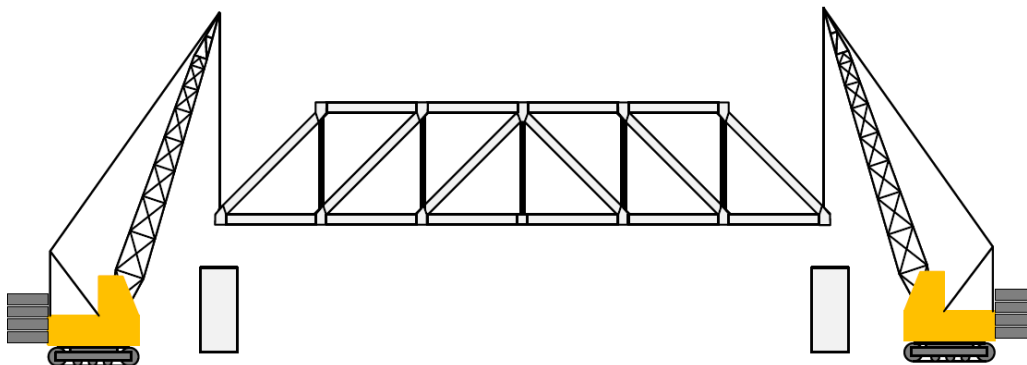
3.	Prefab koker met natte knoop	
<p>Een mogelijke verbinding tussen de randconstructie en het brugdek is een natte knoop. Hierbij wordt het brugdek in-situ gestort op een betonnen schil. De onderlinge verbinding wordt gemaakt met behulp van wapeningstekken. Dit heeft als voordeel dat een deel van de trekstaaf ook door het brugdek kan worden gelegd.</p>		

<p><i>Voordelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Lage plaatsing van het brugdek mogelijk. • Trekstaaf van de boog of het vakwerk kan ook deels in brugdek gepositioneerd worden. 	<p><i>Nadelen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Veel in-situ beton noodzakelijk om de verbinding te maken. • Ingewikkelde productie van de randkoker door uitstekende wapeningsstekken.
---	---

8.7 Transport en montage

Transport van de onderdelen voor de randconstructie, zoals de staven en de koppelstukken zal relatief eenvoudig zijn. Het zijn immers kleine onderdelen zodat deze efficiënt en hoogstwaarschijnlijk zonder begeleiding getransporteerd kunnen worden. Zolang het brugdek niet breder wordt dan 22 meter zal dit ook gelden voor de brugdekelementen. Als het brugdek breder wordt dan 22 meter is extra begeleiding voor de transporten noodzakelijk en kunnen deze prefab delen niet meer op de meest eenvoudige manier getransporteerd worden.

8.7.1 Randconstructie plaatsen door middel van hijskranen

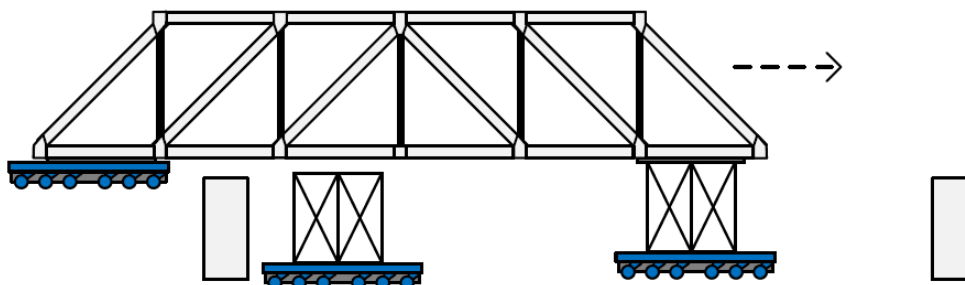


Figuur 8-2 een schets van de bouwmethode: randconstructie plaatsen door middel van hijskranen.

De bouw van deze brugoplossing start met het samenstellen van de twee randconstructies op een bouwterrein nabij de eindlocatie. Als deze randconstructies compleet zijn kunnen ze vervolgens naar de bouwlocatie vervoerd worden en door middel van zeer zware kranen over de snelweg of het kanaal gehesen worden om geplaatst te worden op de oplettingen.

Nadat de randconstructie geplaatst is en de stabiliteit van deze is verzekerd kan begonnen worden met het plaatsen van het brugdek. Dit kan met relatief eenvoudige hijskranen gebeuren, omdat deze brugdekelementen relatief licht uitgevoerd kunnen worden. Wel zal ook hiervoor de snelweg vanwege de veiligheid afgesloten moeten zijn, maar indien dit in de nacht gebeurd is dit een minder groot probleem wat betreft de optredende hinder.

8.7.2 Randconstructie inrijden



Figuur 8-3 een schets van de bouwmethode: randconstructie inrijden met behulp van SPMT's.

Een andere mogelijke methode om de randconstructie te plaatsen op de fundering is gebruik te maken van SPMT's of pontons hierbij kan de randconstructie vanaf het landhoofd aangevoerd worden en op de fundering geplaatst worden. Indien het brugdek over een kanaal gebouwd moet worden, wordt dit uiteraard uitgevoerd met behulp van pontons. Deze hier

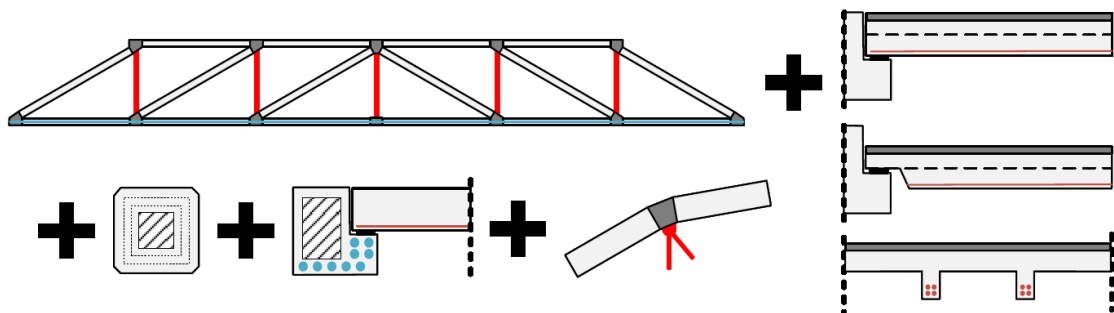
omschreven bouwmethode is vergelijkbaar met bouwmethode zoals die op dit moment worden toegepast voor stalen boogbruggen.

Nadat de randconstructies geplaatst zijn en de stabiliteit verzekerd is wordt het brugdek gemonteerd. Dit gebeurt op een vergelijkbare manier zoals geschetst in paragraaf 8.7.1.

8.8 Samengestelde variant van de boog- en vakwerkbrug

Met behulp van de beschreven deeloplossingen voor een mogelijke prefab betonnen vakwerk of boogbrug is een variant samengesteld die vergeleken zal worden met de andere alternatieven om een mogelijke oplossing te vinden om een prefab betonnen brug te bouwen met een overspanning tot ongeveer 100 meter.

8.8.1 Variant 5: Staal en beton vakwerk



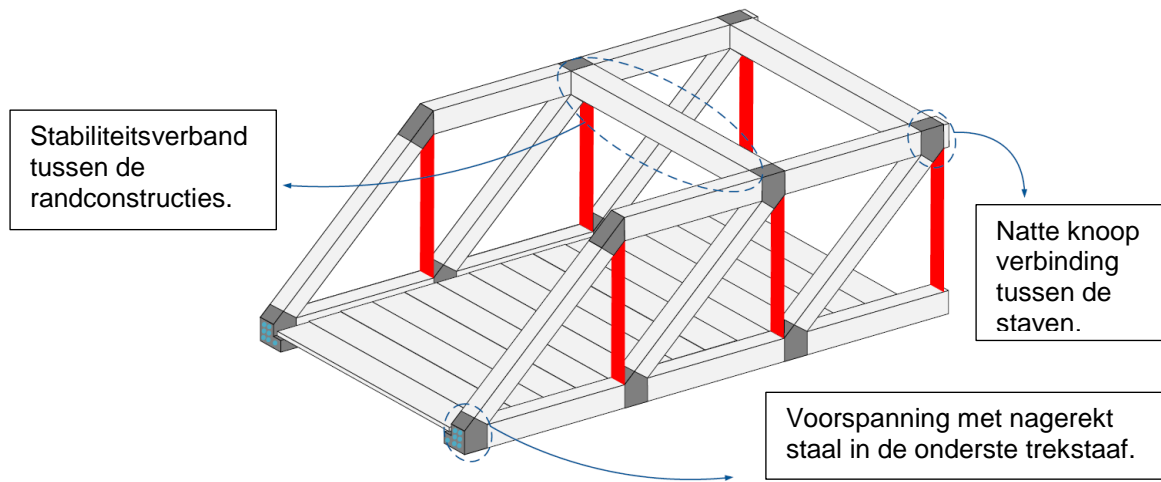
Figuur 8-4 een schets van de verschillende deeloplossingen die gecombineerd zijn om variant 5 te vormen.

Er is gekozen voor een staal en beton vakwerk waarbij de prefab betonnen staaf onderdelen met behulp van natte knopen aan elkaar worden verbonden. Dit type randconstructie bestaat uit zoveel mogelijk gelijkvormige onderdelen wat de productie versimpeld. Hierdoor is ook het maken van de natte knopen eenvoudiger, dezelfde bekisting kan immers hergebruikt worden. De mogelijke duurzaamheidsproblemen van de stalen trekelementen worden als minder problematisch gezien dan een eventueel trekelement in voorgespannen beton dat een aanzienlijk hoger eigengewicht zal hebben.

De mogelijke staafverbindingen zijn grofweg in te delen in twee categorieën die beide hun eigen voor- en nadelen hebben. Een deel van de verbindingen is snel te maken, bijvoorbeeld de noppenverbinding, maar heeft bijzonder weinig tolerantie in de uitvoering, waardoor er een groot risico bestaat dat deze uiteindelijk niet zullen passen. Het andere deel van de verbindingen is juist bijzonder veel werk om te maken, bijvoorbeeld de natte knoop verbinding. Maar deze verbindingen hebben wel het voordeel dat maatafwijkingen gecompenseerd kunnen worden. Er is besloten om voor de natte knoop verbinding te kiezen omdat er ervaring is met een dergelijke constructie vorm in Nederland [25] en omdat er een hoge zekerheid is dat deze verbinding werkelijk passend gemaakt kan worden.

Met betrekking tot het brugdek is gekozen voor het toepassen van TT-liggers. Dit omdat deze deel variant resulteert in een relatief licht brugdek en er ook veel vertrouwen is in de maakbaarheid van deze toepassing. Ook kan dit type brugdek relatief snel gebouwd worden zonder veel hinder voor het kruisende verkeer, iets wat bijvoorbeeld niet geldt voor het brugdek opgebouwd uit breedplaten.

De koppeling tussen het brugdek en de randconstructie zal gemaakt worden met behulp van een L-vormige kokerligger. Deze deelvariant resulteert in een zo laag mogelijk brugdek, zeker in combinatie met het brugdek van TT liggers. Op deze manier wordt het grootste sterke punt van deze variant, een lagen ligging van het brugdek, nog extra versterkt.



Figuur 8-5 een schets van de beschreven variant 5: staal en beton vakwerk.

9. Analyse van de varianten

In dit hoofdstuk worden de 5 samengestelde varianten geanalyseerd. Hierbij zullen de samengestelde varianten een cijfer krijgen tussen de 1 en de 5 per beoordelingspunt, hierbij is 1 het laagste en 5 het hoogste score. Deze onderdelen waar de varianten op beoordeeld worden zijn afgeleid uit de wensen uit het programma van eisen, wensen en randvoorwaarde, zoals beschreven in hoofdstuk 4. Deze cijfers zijn niet bedoeld om een variant als een voldoende of onvoldoende te beoordelen maar dienen om de prestaties van de variant in relatie tot de andere varianten weer te geven. Een overzicht van deze cijfers, met een wegingsfactor is gepresenteerd in paragraaf 9.6. Door middel van dit overzicht kunnen de opgestelde varianten vergeleken worden. De volgende 6 beoordelingspunten zijn gebruikt voor de analyse:

1. Constructie: Is dit een efficiënte constructie wat betreft vorm en materiaal gebruik?
2. Productie: is de variant eenvoudig te produceren?
3. Vormvrijheid: kan met deze variant elke gewenste brugdekform gemaakt worden?
4. Transport: kunnen de prefab elementen eenvoudig getransporteerd worden?
5. Montage: Is deze variant eenvoudig te monteren?
6. Duurzaamheid: Is deze variant demontabel en zo circulair her te gebruiken?

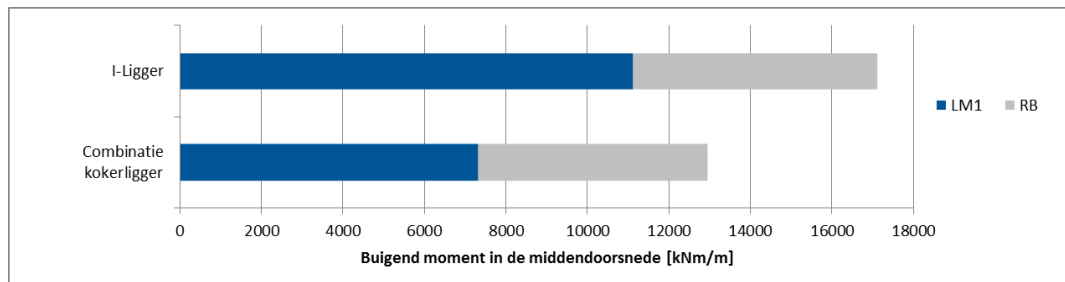
Voor verschillende varianten is het eigengewicht van de elementen berekend aan de hand van geschatte dimensies, dit om een inzicht te krijgen in de invloed van verschillende parameters op de transporteerbaarheid van de prefab elementen. In de tabellen zijn de resultaten van deze berekening gepresenteerd, de berekende gewichten zijn conservatief, de dimensies zijn ruim geschat en er is gerekend met een soortelijke massa voor het beton van 26 kN/m^3 . Dit verhoogde eigengewicht is gebruikt vanwege het hogere soortelijke gewicht van het hogesterktebeton en omdat verwacht wordt dat er dermate veel wapening in de doorsnede toegepast zal worden dat de gebruikelijke 25 kN/m^3 niet meer voldoende is. De gebruikte kleuren in de tabellen geven een indicatie van de transporteerbaarheid van de prefab elementen, maar voor een definitieve variant zal dit zeker nog beter gecontroleerd moeten worden.

Omschrijving:	Kleur:
Transport mogelijk zonder begeleiding	
Transport mogelijk	
Risico dat het element te zwaar wordt voor transport	
Transport over de weg niet mogelijk	

9.1 Variant 1: 3-delige samengestelde liggerbrug

9.1.1 Constructie

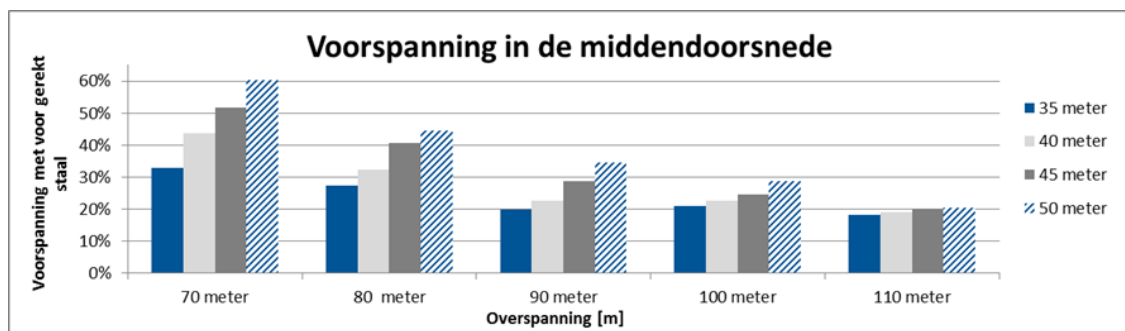
Bij de start van de variantenstudie is bepaald dat het verminderen van het eigengewicht van de constructie de meest effectieve methode is om een slanke overspanning van 100 meter met prefabbeton mogelijk te maken. Uiteindelijk blijkt dat ook voor deze variant, de 3-delige samengestelde liggerbrug, 70% van het buigende moment in de middensdoorsnede veroorzaakt wordt door het eigengewicht. Dit komt niet om dat het onmogelijk is om op het eigengewicht te besparen, maar vooral doordat de betere belastingspreiding van deze variant zorgt voor een daling van ongeveer 25% van het buigend moment door de variabele belastingen. Hierdoor daalt het buigende moment door het eigengewicht niet in relatieve zin, maar wel in absolute zin.



Figuur 9-1 een diagram dat het verschil in buigend moment tussen een standaard I-ligger en variant 1 voor de verkeers- en rustende belasting laat zien.

Vergeleken met de varianten 2, 3 en 4 zal deze variant het hoogste eigengewicht hebben, dit komt omdat de liggerbreedte relatief klein is, waardoor de lijfbreedte van de ligger minder goed geoptimaliseerd kan worden voor de betreffende belasting. Deze relatief grote belasting door het eigengewicht is de grootste belemmering voor een overspanning van 100 meter met de gewenste slankheid. Maar voorlopige berekeningen tonen aan dat het net mogelijk is om met deze variant een 100 meter brug met een maximale constructiehoogte van 3,2 meter te bouwen.

Deze constructie is vooral aantrekkelijk in situaties waar het gebruik van voorgerekt staal gemaximaliseerd kan worden. Dit voorgerekt staal heeft als belangrijkste voordeel dat deze vrijer verdeeld kan worden over de onderflens dan voorspanning met nagerekt staal. Hierdoor kan de vorm van de onderflens beter geoptimaliseerd worden voor zowel de belastingen in de lengterichting als in dwarsrichting. Hoeveel voorgerekt staal er in de doorsnede gebruikt kan worden is afhankelijk van de lengte van het middelste liggerdeel in verhouding tot de totale lengte van de overspanning. Daarom zal deze variant het meest geschikt zijn voor de kleinere overspanningen (ongeveer 80 tot 90 meter). Dit omdat het middelste liggerdeel, rekening houdend met transport waarschijnlijk niet langer kan zijn dan 35 meter (zie hiervoor paragraaf 9.1.4).



Figuur 9-2 een diagram met het geschatte percentage voorspanning met nagerekt staal afhankelijk van de overspanning en de lengte van het middelste liggerdeel voor de 3-delige liggerbrug.

Een ander nadeel van deze variant vergeleken met variant 3, het kokersegment met gecombineerde voorspanning, is de grote hoeveelheid voorspanning met nagerekt staal die noodzakelijk is zowel de lengterichting van het brugdek als in de dwarsrichting van het brugdek. In variant 3 zijn de voorspanningssystemen efficiënter verdeeld over het brugdek.

Samengevat zal deze variant het meest geschikt zijn voor de korte overspanningen (80 tot 90 meter) dan voor de langste overspanningen van 100 meter. Maar voorlopig berekeningen laten zien dat een overspanning van 100 meter mogelijk is, zeker omdat een aantal aannames nog conservatief zijn (bijvoorbeeld een aangenomen soortelijke massa van beton van 26 kN/m^3) en deze met betere berekeningen waarschijnlijk nog geoptimaliseerd kunnen worden.

Cijfer: 4

9.1.2 Productie

De productie van de prefab elementen zal betrekkelijk eenvoudig zijn. De liggers kunnen geproduceerd worden op manier die sterk lijkt op de huidige liggerproductie. Het belangrijkste verschil is de enorme hoogte, meer dan 3 meter, die werkzaamheden aan bijvoorbeeld de

wapeningkooien ingewikkelder zullen maken. Maar zeker vergeleken met de elementen van variant 3 en 4, de segmentbruggen, zijn de elementen van deze variant relatief eenvoudig te produceren.

Cijfer: 5

9.1.3 Vormvrijheid

De vormvrijheid van deze variant is zeer goed, zeker vergeleken met de segmentbrug varianten. Doordat het brugdek zowel in de lengte als breedte richting is opgebouwd uit prefab elementen kan in principe elke breedte van het brugdek gebouwd en getransporteerd worden. Wel moet opgemerkt worden dat zeer smalle brugdekken, kleiner dan 10 meter, het onzeker is of de gewenste overspanning gehaald kan worden. Bij zeer smalle brugdekken is er immers minder brugdekbreedte waar de belasting over gespreid kan worden, iets waar deze variant juist gebruik van maakt om de verkeersbelasting te dragen.

Een ander voordeel voor deze variant vergeleken met de varianten 3 en 4 is de mogelijkheid om relatief eenvoudig bruggen met een niet rechte kruisingshoek te maken. Hiervoor moeten de gaten in de lijven onder een hoek geplaatst worden om schuine externe dwarsvoorspanning mogelijk te maken.

Cijfer: 5

9.1.4 Transport

Om een inzicht te krijgen of de prefab liggerdelen van de 3-delige liggerbrug te transporteren zijn is een overzicht gemaakt van de gewichten per liggerdeel voor verschillende overspanningen en dus de profielhoogtes. Ook is de lengte van het middelste liggerdeel gevarieerd. Hierbij is het streven om een zo groot mogelijk middendeel te hebben, omdat dan het gebruik van voorspanning met voorgerekt staal geoptimaliseerd kan worden (een samenvatting van deze berekening is toegevoegd als bijlage B1).

Overspanning:	70 meter*	80 meter*	90 meter	100 meter	110 meter
Lengte middelste liggerdeel:					
25 meter	95 [ton]	110 [ton]			
30 meter	115 [ton]	132 [ton]	137 [ton]		
35 meter	134 [ton]	139 [ton]	160 [ton]	167 [ton]	
40 meter	153 [ton]	159 [ton]	183 [ton]	191 [ton]	196 [ton]
45 meter	172 [ton]	179 [ton]	205 [ton]	215 [ton]	220 [ton]
50 meter	191 [ton]	299 [ton]	228 [ton]	238 [ton]	245 [ton]
55 meter	210 [ton]	219 [ton]	251 [ton]	262 [ton]	269 [ton]

* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.

Tabel 9-1 een overzicht van de gewichten voor de middelste liggerdelen voor verschillende overspanningen en lengtes van het middelste liggerdeel, de doorgestreepte opties zijn niet mogelijk in drie delen.

In het overzicht valt op dat voor een overspanning van 100 meter, alleen 35 meter een geschikte liggerlengte voor het middelste liggerdeel is. Anders wordt het gewicht te hoog voor transport, of zijn de liggerdelen te kort om de overspanning te vormen. Deze liggerdelen van 167 ton voor een overspanning van 100 meter zitten op de grens van wat mogelijk is voor transport over de weg. Maar als gewicht meer geoptimaliseerd wordt, is de overspanning van 100 meter waarschijnlijk mogelijk.

Ook moet opgemerkt worden dat de voor de liggerdelen met een hoogte groter dan 2,8 meter zeer waarschijnlijk een nieuwe trailer combinatie ontwikkeld moet worden, omdat deze anders te hoog dreigt te worden voor de meeste viaducten. Omdat er op dit moment al lagere trailers

bestaan, zij het voor liggers met een lager eigengewicht en lengte, wordt dit als mogelijk beschouwd.

Aan de hand van dit overzicht kan geconcludeerd worden dat de 3-delige samengestelde liggerbrug van uit het oogpunt van transport het meest geschikt is voor overspanningen onder de 90 meter, anders bestaat er het risico dat de delen te zwaar worden voor transport en moet er een nieuwe, lagere trailer voor ontwikkeld worden.

Cijfer: 3

9.1.5 Montage

Voor de montage van de 3-delige samengestelde liggerbrug zijn verschillende mogelijkheden beschreven, al deze mogelijkheden zijn in principe mogelijk zonder extreme hinder. Het zal van de omgeving, het transport en hoe veel hinder acceptabel is afhangen welke montagemethode het meest geschikt is.

Het monteren van de complete samengestelde ligger met behulp van hijskranen is zeker mogelijk. Maar deze samengestelde liggers zullen ongeveer 400 tot 500 ton wegen, bij een overspanning van 100 meter. Door het extreem grote gewicht van deze liggers zullen hiervoor extreem zware en dure hijskranen noodzakelijk zijn. Deze hijskranen zullen moeten hijsen met een relatief korte arm om het gewicht te kunnen dragen. Ondanks deze nadelen biedt deze methode wel de mogelijkheid om een brugdek met een grote overspanning binnen zeer korte tijd te bouwen. Bij het hijsen van deze 100 meter lange liggers treden geen kantelstabiliteitsproblemen op, de brede onder- en bovenflens maken de hoge ligger voldoende stijf.

De montagemethode: het samenstellen van de ligger op tijdelijke ondersteuning heeft niet het nadeel dat er extreem zware kanen noodzakelijk zijn. De montage kan met eenvoudigere, meer conventionele kranen gebeuren. Maar deze methode zal meer hinder geven en dus niet voor elk snelwegviaduct mogelijk zijn. De duur van deze montage wordt nog extra verlengd door de natte knoopverbinding die tussen de liggers gemaakt moet worden. Maar als er een verbinding ontwikkeld wordt die snel te maken is en de verharding bijvoorbeeld versneld wordt door de verbinding te verhitten, kan deze verbinding toch met voldoende snelheid gemaakt worden. Tenslotte is gebleken uit voorlopige berekeningen dat deze voeg al volledig onder druk staat in de bruikbaarheidsgrenstoestand om voldoende sterkte in de uiterste grenstoestand te halen. Daarom is het misschien toch mogelijk deze voeg zonder doorgaande wapening uit te voeren en op deze manier sneller te kunnen bouwen.

Vergeleken met de andere varianten scoort de 3-delige samengestelde liggerbrug zeer goed op het gebied van montage, dit is niet omdat de montagemethoden bijzonder goedkoop of eenvoudig zullen zijn. De montage van een brug met een dergelijke overspanning zal ook niet snel gemakkelijk zijn. Maar omdat er veel verschillende geschikt montagemethoden zijn kan per situatie gekozen worden welke methode het meest geschikt is.

Cijfer: 5

9.1.6 Duurzaamheid

Door het gebruik van externe voorspanning in de dwarsrichting, om de liggers onderling tot een brugdek te verbinden. Is er de mogelijkheid om het brugdek demontabel te maken in de dwarsrichting. Hiervoor moeten de voegen tussen de liggers gemaakt worden zonder aanhechting, zodat bij het demonteren, deze voeg eenvoudig te verwijderen is. Ook mag er geen in-situ eind dwarsdrager aanwezig zijn in het brugdek.

In de lengterichting zijn de liggers door de natte knoop verbinding en de voorspanning met aanhechting praktisch niet te demonteren. Eventueel zouden de individuele liggers na demontage hergebruikt kunnen worden, maar hierbij zal het vervoer van deze 100 meter lange liggers alleen over zeer korte afstanden, of over het water mogelijk zijn.

Cijfer: 3

9.1.7 Conclusie

Samengevat is de 3-delige samengestelde liggerbrug zeker een geschikte variant. De productie van deze prefab liggerdelen is relatief eenvoudig. De diverse geschikte montagemethoden zorgen ervoor dat deze variant toegepast kan worden in zeer diverse situaties. Maar deze variant is wel meer geschikt voor de overspanningen van ongeveer 80 meter dan de overspanningen van 100 meter, dan wordt het relatief hoge eigengewicht van deze variant te overheersend bij de gewenste slankheid. Al laten voorlopige berekeningen zien dat een overspanning van 100 meter mogelijk is.

9.2 Variant 2: 5-delige samengestelde liggerbrug

9.2.1 Constructie

Wat betreft het eigengewicht van de constructie zal variant 2, de 5-delige samengestelde liggerbrug, tussen variant 1 en 3 in zitten. Door de grotere liggerbreedte van 3 meter zullen er minder lijven noodzakelijk zijn, zodat de dikte van de lijven beter geoptimaliseerd kan worden over de lengte van het brugdek. Op deze manier kan het totale gewicht van de constructie verminderd worden en is dus een grotere en slankere overspanning mogelijk.

Deze variant zal beter geoptimaliseerd zijn voor de langere overspanningen dan variant 1, dit komt omdat door de groter afstand tussen de lijven een dikkere bovenflens noodzakelijk is voor de lokale belastingen. Deze dikke bovenflens is ook noodzakelijk om voldoende betondruk te kunnen leveren om met een kleine arm een grote momentcapaciteit te hebben. Gecombineerd met het relatief lagere eigengewicht maakt deze variant meer geschikt voor de langste overspanning dan variant 1.

Een nadeel van deze variant is dat er praktisch gezien alleen voorspanning met nagerekt staal gebruikt wordt, dit is minder aantrekkelijk omdat deze vorm van voorspanning minder gemakkelijk in te passen is in de onderflens en vanwege de hogere kosten van deze oplossing. Voor de korte overspanningen (70 tot 90 meter) is deze variant dus minder geschikt dan variant 1, omdat bij deze variant de combinatie van voorspanning met voor- en nagerekt staal beter geoptimaliseerd kan worden dan bij variant 2.

Cijfer: 4

9.2.2 Productie

De productie van deze segmenten zal vergelijkbaar zijn met de productiemethode voor variant 1, de 3-delige samengestelde liggerbrug. Het belangrijkste verschil is de liggerlengte die een stuk korter is, hierdoor kan er gewerkt worden met een kortere en dus eenvoudigere bekisting. De ribben die op de lijven geplaatst zijn, zullen echter deze bekisting wel ingewikkelder maken om te produceren.

De brede onderflens van 3 meter kan een probleem geven met het storten, omdat deze om zo efficiënt mogelijk te zijn zo vlak mogelijk uitgevoerd moet worden. Dit probleem kan opgelost worden, door bijvoorbeeld rustig te storten waardoor de lucht goed uit het beton kan ontsnappen, of het storten van de ligger in twee fasen (zoals in het verleden is toegepast voor kokerliggers).

Cijfer: 4

9.2.3 Vormvrijheid

De vormvrijheid van de 5-delige liggerbrug is vergelijkbaar met die van de 3-delige liggerbrug, dit is ook logisch omdat ze op het zelfde doorsnede principe gebaseerd zijn. Een nadeel van de brede liggerdelen is dat de breedte hierdoor gaat variëren in stappen van 3 meter, zodat niet eenvoudig iedere brugdekbreedte gemaakt kan worden. Maar dit kan opgelost worden met een speciaal in breedte aanpasbare randligger, waarbij bijvoorbeeld de flenzen in breedte kunnen variëren om een traploos verloop van de brugdekbreedtes mogelijk te maken.

Cijfer: 5

9.2.4 Transport

Net als voor de 3-delige samengestelde liggerbrug is een globale berekening gemaakt van de maximale gewichten van de liggerdelen. Hierbij is gevarieerd in de lengte van de overspanning en dus de constructiehoogte en de liggerbreedte. Deze berekening is uitgevoerd voor 20 meter lange liggerdelen en 25 meter lange liggerdelen.

Overspanning:	70 meter* (4 liggerdelen)	80 meter* (4 liggerdelen)	90 meter (5 liggerdelen)	100 meter (5 liggerdelen)	110 meter (6 liggerdelen)
Breedte van het liggerdeel / flens dikte:					
2000 mm/ 200 mm	82 [ton]	80 [ton]	90 [ton]	95 [ton]	98 [ton]
2250 mm/ 200 mm	84 [ton]	87 [ton]	100 [ton]	104 [ton]	107 [ton]
2500 mm/ 200 mm	91 [ton]	95 [ton]	109 [ton]	113 [ton]	115 [ton]
2750 mm/ 230 mm	102 [ton]	105 [ton]	120 [ton]	124 [ton]	127 [ton]
3000 mm/ 250 mm	111 [ton]	115 [ton]	132 [ton]	137 [ton]	140 [ton]
* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.					

Tabel 9-2 een overzicht van de gewichten voor de middelste liggerdelen met een standaard lengte van 20 meter voor verschillende overspanningen en breedtes van de ligger.

Overspanning:	70 meter* (3 liggerdelen)	80 meter* (4 liggerdelen)	90 meter (4 liggerdelen)	100 meter (4 liggerdelen)	110 meter (5 liggerdelen)
Breedte van het liggerdeel / flens dikte:					
2000 mm/ 200 mm	95 [ton]	100 [ton]	114 [ton]	119 [ton]	122 [ton]
2250 mm/ 200 mm	105 [ton]	109 [ton]	125 [ton]	130 [ton]	133 [ton]
2500 mm/ 200 mm	114 [ton]	118 [ton]	136 [ton]	141 [ton]	144 [ton]
2750 mm/ 230 mm	127 [ton]	132 [ton]	151 [ton]	157 [ton]	160 [ton]
3000 mm/ 250 mm	138 [ton]	143 [ton]	165 [ton]	171 [ton]	175 [ton]
* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.					

Tabel 9-3 een overzicht van de gewichten voor de middelste liggerdelen met een standaard lengte van 25 meter voor verschillende overspanningen en breedtes van de ligger.

Uit de berekening volgt dat de 20 meter lange, 3 meter brede liggerdelen voor een overspanning van 100 meter op de grens zitten van wat te transporteren is over de weg. Liggerdelen van 25 meter zijn dus ook geen aantrekkelijke oplossing voor deze variant, om een overspanning van 100 meter te bouwen. Het voordeel van deze 20 meter lange, 3,2 meter hoge liggerdelen is wel dat deze op meer traditionele trailers vervoerd kunnen worden, dit in tegenstelling tot de liggerdelen van variant 1.

Maar over het algemeen zijn deze elementen eenvoudiger te transporten dan de liggerdelen van de 3-delige prefab liggerbrug, zelfs voor een overspanning van 100 meter. Mocht het eigengewicht van de liggerdelen toch te hoog worden kan eventueel overgeschakeld worden op een smallere liggerbreedte van 2,5 of 2,75 meter. Maar dit zal zorgen voor een minder efficiënte constructie.

Cijfer: 5

9.2.5 Montage

Zoals beschreven in de vorige paragraaf zal het gewicht per liggerdeel van de 5-delige samengestelde liggerbrug lager zijn dan voor 3-delige samengestelde liggerbrug. Maar het totale gewicht van een samengestelde ligger zal juist toenemen, voor een overspanning van 100 meter zal dit 600 tot 700 ton zijn. Dergelijke gewichten zijn technisch gezien nog steeds te hijsen, maar praktisch gezien is dit in Nederland, niet realistisch. Het is dit dus aantrekkelijker om deze gecombineerde liggers per stuk in te rijden met behulp van SPMT's of te varen met behulp van pontons in het geval van een brug over het water.

Montage met behulp van tijdelijke ondersteuning zal ook voor deze variant een mogelijkheid zijn. Het voordeel van deze variant in combinatie met deze montagemethode is het lagere eigengewicht per liggerdeel, hierdoor zijn lichtere kranen voldoende voor de montage. Maar er moeten ook meer koppelingen gemaakt worden in de lengterichting van het viaduct, zodat dit meer tijd kost en er ook meer risico is op vertragingen bij het uitvoeren van deze montagemethode.

Samenvattend zal de montage van de 5-delige liggerbrug mogelijk zijn en op dezelfde manieren uitgevoerd kan worden als voor de 3-delige samengestelde liggerbrug. Maar de montage zal door het grote gewicht van de samengestelde liggerdelen zeker niet eenvoudig zijn. Toch scoort deze variant beter op het gebied van montage dan variant 3 en 4, de segmentbruggen. Dit komt omdat er net als bij variant 1 meerdere montagemethoden praktisch toepasbaar zijn. Hierdoor kan per situatie gekozen worden welke montagemethode het meest geschikt is.

Cijfer: 4

9.2.6 Duurzaamheid

Deze variant zal net zo demontabel zijn de 3-delige liggerbrug, dit betekent dat het brugdek gedemonteerd kan worden in de in de dwarsrichting, maar dat de gecombineerde liggers niet gedemonteerd kunnen worden zonder deze te slopen. Variant 1 en 2 score daarom gelijk op het onderwerp duurzaamheid.

Cijfer: 3

9.2.7 Conclusie

Vergeleken met variant 1 zal deze variant meer geschikt zijn voor de grootse overspanningen, van 100 meter. Deze variant is meer geschikt door de besparing op het eigengewicht en omdat de prefab liggerdelen voor de 100 meter brug waarschijnlijk eenvoudiger te transporteren zijn. Tegelijkertijd is deze variant lastiger te monteren. Een ander nadeel is dat er praktische gezien alleen voorspanning met nagerekt staal gebruikt wordt, iets wat de dikte van de onderflens en dus het eigengewicht negatief zal beïnvloeden.

9.3 Variant 3: Kokersegment met gecombineerde voorspanning

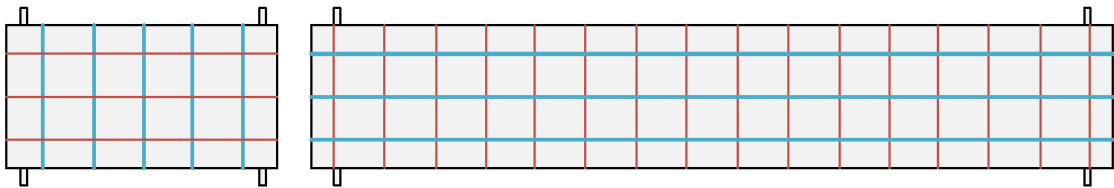
9.3.1 Constructie

De opbouw van de doorsnede en de krachtsafdracht van deze constructie is in de eindsituatie goed vergelijkbaar met de samengestelde liggerbruggen. Het belangrijkste verschil is het lagere eigengewicht van de constructie. Deze vermindering is mogelijk door de mogelijkheid om de lijven efficiënter in de doorsnede te spreiden en door het gebruik van externe voorspanning, waardoor er minder beton noodzakelijk is in de lijven en in de onderflens van de constructie. Deze daling in eigengewicht maakt het ook mogelijk om de bovenflens minder dik te maken. Geschat wordt dat de totale constructie ongeveer 15 tot 20% lichter zal zijn dan de 3-delige samengestelde liggerbrug, de zwaarste berekende variant.

Vergeleken met variant 4, heeft deze variant het voordeel dat de torsiestijfheid van de constructie niet afneemt in de uiterste grenstoestand, hierdoor wordt de belasting betere gespreid over het volledige brugdek. Hierdoor is het maximale buigende moment per meter brugdek lager dan voor variant 4.

De segmenten worden in de lengterichting alleen verbonden door middel van de voorspanning, er is dus geen doorlopende betonstaalwapening tussen de segmenten. Daarom geldt er een minimale drukspannings-eis in deze voegen bij de karakteristieke belasting. Variant 3 kan aan deze eis voldoen door de externe voorspanning die in de doorsnede geplaatst wordt. \dit heeft als voordeel dat hierdoor relatief weinig eigengewicht wordt toegevoegd aan de constructie.

Vergeleken met variant 1 en 2 worden de gekozen voorspanssystemen, voorspanning met voorgerekt staal, voorspanning met nagerekt staal en de externe voorspanning daar gebruikt waar deze het beste tot hun recht komen. De verankering van de voorspanning is hierbij het meest ingewikkelde onderdeel, voor de 100 meter lange brugdekken zal er bij variant 1 en 2 dus bijzonder veel verankeringen voor de voorspanning in de dwarsrichting noodzakelijk zijn. Het is dus logischer om het brugdek in de dwarsrichting voor te spannen met voorgerekt staal omdat dan het aantal verankeringen geminimaliseerd wordt.



Figuur 9-3 links een schets van een brugdek met een korte overspanning er zijn relatief weinig verankeringen noodzakelijk voor de dwarsvoorspanning, rechts een brugdek met een lange overspanning er zijn relatief veel verankeringen noodzakelijk voor de dwarsvoorspanning.

Cijfer: 5

9.3.2 Productie

De productie van de prefab kokersegmenten zal ingewikkelder zijn dan de productie van de bestaande liggerprofielen. Dit komt bijvoorbeeld door de meer ingewikkelde vorm, maar ook omdat de bekisting die gebruikt wordt voor ieder brugdek aangepast moet worden om de verschillende brugdekbreedtes te kunnen produceren. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is het ontwikkelen van een modulaire bekisting die eenvoudig aangepast kan worden aan de gewenste brugdekbreedtes.

Een ander nadeel van deze productiemethode is dat de bekisting een grote maatvastheid moet hebben. Een kleine doorbuiging, door het gewicht van het beton is nog acceptabel, deze kan worden gecorrigeerd door de voeg die later gegoten wordt. Maar als deze doorbuigen te groot wordt kan dit de aansluiting negatief beïnvloeden en de koppeling tussen de segmenten onmogelijk maken.

Een ander vraagstuk dat opgelost moet worden om de productie van deze segmenten mogelijk te maken is of de voorspanstrengen door middel van een standaard spanbaan voorgespannen kunnen worden. Daarvoor moeten de strengen immers meer dan 3,2 meter omhoog gebogen worden, dit kan een probleem worden indien er veel strengen noodzakelijk zijn in de bovenflens van de segmenten.

Samenvatten zal de productie van de segmenten voor deze variant absoluut mogelijk zijn maar zeker niet eenvoudig, zeker als dit vergeleken wordt met de samengestelde ligger varianten die wat betreft de productiemethode veel meer vergelijkbaar zijn met de bestaande prefab liggers.

Cijfer: 2

9.3.3 Vormvrijheid

Met deze variant kunnen alle vormen rechthoekige brugdekken gebouwd worden. Alleen voor extreem brede brugdekken kan het transport een probleem worden, maar in tegenstelling tot variant 4, kan dit opgelost worden door simpelweg dunnere segmenten te gebruiken.

Vergeleken met variant 1 en 2 zijn brugdekken met een niet rechte kruisingshoek bijzonder lastig te produceren, maar voor de gewenste lange overspanningen wordt verwacht dat dit geen bijzonder grote beperking is.

Cijfer: 4

9.3.4 Transport

Voor het transport zijn vooral de maximale gewichten per segment van belang. Uit de onderstaande tabellen blijkt dat een breed brugdek, meer dan 20 meter, alleen vervoerd kan worden bij segmentdiktes van 2500 mm of dunner. Dit betekent dat er voor deze brede brugdekken, die zeker voor zullen komen, meer segmenten en dus ook meer voegen nodig zijn om het brugdek te maken. Vergeleken met variant 4 kunnen al deze segmenten wel geproduceerd worden, een kleine maatafwijking kan gecorrigeerd worden door de mortelvoeg. Hierdoor is zowel het transport, als de bouw van deze variant voor de te verwachten brugdekbreedtes mogelijk.

De relatief kleine breedte van de segmenten heeft tevens als voordeel dat het transport van de segmenten makkelijker zal zijn. Ook is er in dit geval minder risico dat de dwarskracht tanden op de segmenten beschadigd raken tijdens het transport. Dit is voor deze variant ook een minder groot probleem omdat de mortelvoeg kleine beschadigingen aan de dwarskracht tanden, door het transport, kan corrigeren.

Overspanning:	70 meter	80 meter	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het brugdek:					
10 meter	55 [ton]	58 [ton]	61 [ton]	64 [ton]	66 [ton]
15 meter	80 [ton]	83 [ton]	87 [ton]	92 [ton]	95 [ton]
17,8 meter	96 [ton]	101 [ton]	105 [ton]	112 [ton]	115 [ton]
20 meter	110 [ton]	115 [ton]	121 [ton]	129 [ton]	133 [ton]
25 meter	134 [ton]	141 [ton]	148 [ton]	156 [ton]	162 [ton]
30 meter	159 [ton]	167 [ton]	175 [ton]	184 [ton]	190 [ton]

Tabel 9-4 een overzicht van de gewichten per segment voor verschillende brugdekbreedtes en overspanning met een segmentdikte van 3000 mm.

Segmentdikte:	1500 mm	2000 mm	2500 mm	3000 mm	3500 mm
Breedte van het brugdek:					
10 meter	32 [ton]	43 [ton]	54 [ton]	64 [ton]	75 [ton]
15 meter	46 [ton]	61 [ton]	77 [ton]	92 [ton]	108 [ton]
17,8 meter	56 [ton]	74 [ton]	93 [ton]	112 [ton]	130 [ton]
20 meter	64 [ton]	86 [ton]	107 [ton]	129 [ton]	150 [ton]
25 meter	78 [ton]	104 [ton]	130 [ton]	156 [ton]	183 [ton]
30 meter	92 [ton]	132 [ton]	147 [ton]	184 [ton]	205 [ton]

Tabel 9-5 een overzicht van de gewichten per segment voor verschillende brugdekbreedtes en segmentdiktes voor een overspanning van 100 meter.

Cijfer: 4

9.3.5 Montage

De gekozen methode om de segmenten samen te stellen, een mortelvoeg, heeft als nadeel dat dit bijzonder veel bouwtijd kost, zowel om de mortel te gieten als om de mortel te laten uitharden. Het samenstellen van de segmenten door middel van een portaalconstructie, is dus absoluut geen realistische montagemethode voor deze variant omdat zolang het brugdek niet compleet is kruisend verkeer niet mogelijk is. Een ander groot nadeel van een dergelijke portaalconstructie is dat deze eerst opgebouwd moet worden, voor een stalen vakwerkportaal met een lengte van 100 meter is dit al een grote bouwopdracht. En ook tijdens het opbouwen

van dit portaal zal kruisend verkeer niet mogelijk zijn. Samenvattend geeft deze bouwmethode te veel hinder om een praktische mogelijkheid voor de montage te kunnen zijn.

De tijd die het kost om een dergelijk portaal op te bouwen is ook de reden dat dergelijke bouwmethodes vooral worden toegepast voor (snelweg) viaducten, waarbij meerdere kilometers lang dezelfde overspanning gebouwd wordt en het montageportaal steeds per overspanning opschuift om de volgende overspanning te bouwen. Deze bouwmethode is dus niet geschikt voor het bouwen van een enkele overspanning.

De enige andere montagemethode die dan overblijft, is om het brugdek samenstellen nabij de eindlocatie en vervolgens al rijdend of varend naar de bestemming te brengen. Maar hiervoor is zeer zwaar materiaal noodzakelijk, dit omdat het geschatte totale gewicht van een brugdek met een overspanning van 100 meter en een breedte van 17,8 meter ongeveer 4000 ton is. Deze variant is dus eigenlijk niet geschikt om een overspanning over een snelweg of kanaal te bouwen tenzij afsluiten van de snelweg of het kanaal tijdens de bouw geen probleem is.

Cijfer: 2

9.3.6 Duurzaamheid

Doordat de langsvorspanning geïnjecteerd is kan deze niet, of met bijzonder veel moeite verwijderd worden. Dit brugdek is dus praktisch niet demontabel en na gebruik is de enige mogelijkheid om de constructie volledig te slopen. Het enige voordeel van deze constructie op het gebied van duurzaamheid is het lagere eigengewicht wat resulteert in minder materiaalgebruik.

Cijfer: 2

9.3.7 Conclusie

Het grote voordeel van deze constructie zit in de eindsituatie. Door de gekozen voorspanningssystemen worden de types voorspanning daar gebruikt waar deze het beste tot hun recht komen. Ook is het eigengewicht van deze variant beter te optimaliseren vergeleken met variant 1 en 2. Maar het grote nadeel van deze variant is de bouwmethode die bijzonder lang zal duren door alle mortelvoegen die tussen de segmenten gemaakt moeten worden. Hierdoor is de enige geschikte methode om dit brugdek samen te stellen, het bouwen nabij de eindlocatie en het vervolgens naar de eindbestemming te vervoeren. Een bijzonder kostbaar proces, wat niet altijd mogelijk zal zijn vanwege problemen met de ondergrond en het gebrek aan een geschikte locatie waar het brugdek samengesteld kan worden.

9.4 Variant 4: Ruimte vakwerk segment met externe voorspanning

9.4.1 Constructie

Een nadeel van deze variant en alle segment varianten is het gebrek aan doorlopend wapeningsstaal in de voegen tussen de segmenten. Dit heeft tot gevolg dat onder de karakteristieke belasting combinatie deze voegen onder een minimale drukspanning van 1 N/mm² moeten blijven staan, dit volgt uit een combinatie van NEN-EN 1992-2 NB [27] en ROK [5]. Toch wordt verwacht dat dit niet maatgevend zal worden voor het ontwerp van de constructie. Doordat gerekend wordt met CC3 en er dus een relatief groot verschil is tussen de karakteristieke belastingcombinatie en de belastingcombinatie in de uiterste grenstoestand zal deze eis naar verwachting maatgevend zijn.

Hierbij zal de externe voorspanning een groot nadeel zijn, omdat de staalspanning in deze kabels maar beperkt zal toenemen na het openklappen van de voegen, de rek verdeeld zich over de volledige kabellengte. Hierdoor wordt de momentcapaciteit in de uiterste grenstoestand waarschijnlijk maatgevend door de beperkte hoogte van de constructie. Een ander bijkomend probleem in de uiterste grenstoestand is het afnemen van de belastingspreiding door het openklappen van de voegen, waardoor het buigende moment waarmee gerekend wordt voor die situatie nog hoger zal liggen.

Deze beschreven nadelen worden gedeeltelijk gecompenseerd door het lager eigengewicht van de brug, maar uit proefberekeningen blijkt dat dit nauwelijks effectief is. Om bezwijken van de betondrukzone te voorkomen zal deze verdikt moeten worden. Hierdoor zal deze

constructie niet veel efficiënter worden dan variant 1. Een beschrijving van de gebruikte proefberekening is toegevoegd als bijlage B7

Cijfer: 4

9.4.2 Productie

De segmenten zullen tegen elkaar aan worden gestort, om de pasvorm van de voeg te garanderen. Bij deze productiemethode is ook een ander fenomeen van belang, het 'bowing effect'. Dit betekent dat het als mal dienende segment zal vervormen door de hydratatiwarmte van het pas gestorte segment. Hierdoor zal het gestorte segment in een gebogen vorm verhard, terwijl het ander segment weer recht zal trekken na afkoeling. Deze vorm afwijking zorgt voor kieren tussen de segmenten en een ongelijke drukspanning in de segmenten en dient daarom voorkomen te worden. Dit effect speelt vooral een rol bij segmenten met een breedte/dikte verhouding groter dan 6-7 [30], Maar er is ook onderzoek dat een grote verhouding veilig acht [31]. Toch is de lage grens aangehouden, dit vanwege het gebrek aan ervaring met dergelijke segmenten in Nederland maar ook omdat de segmenten zijn ontworpen voor hogesterktebeton, bij de verharding van dit mengsel komt relatief gezien meer warmte vrij, zodat het risico op deze buiging groter wordt geacht.

In de onderstaande tabellen zijn de gewichten van de segmenten berekend met verschillende afmetingen, de gewichten per segment zijn gemarkeerd op de gebruikelijke wijze. De segmenten waarbij het 'bowing effect' te groot wordt zijn weggestreept omdat deze niet gebruikt kunnen worden. Hierdoor blijkt dat een segmentdikte van 3000 mm het meest geschikt is voor de segmenten, anders is er het risico dat deze te zwaar worden voor transport. Maar met deze segmentdikte kunnen alleen relatief smalle brugdekken gebouwd worden, anders wordt het segment te zwaar voor transport.

Natuurlijk kan met extra maatregelen geprobeerd worden dit effect te voorkomen, denk hierbij bijvoorbeeld aan koeling, speciale warmte dekens of het storten van de segmenten in een rij, de zogenaamde long line methode. Maar al deze maatregelen zullen het productie proces ingewikkelder maken.

Overspanning:	70 meter	80 meter	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het brugdek:					
10 meter	63 [ton]	66 [ton]	68 [ton]	71 [ton]	73 [ton]
15 meter	89 [ton]	91 [ton]	93 [ton]	96 [ton]	98 [ton]
17,8 meter	102 [ton]	105 [ton]	107 [ton]	110 [ton]	112 [ton]
20 meter	114 [ton]*	116 [ton]*	119 [ton]*	121 [ton]*	124 [ton]*
25 meter	135 [ton]*	138 [ton]*	140 [ton]*	132 [ton]*	145 [ton]*
30 meter	179 [ton]*	167 [ton]*	169 [ton]*	172 [ton]*	174 [ton]*
* Segmenten met een breedte/ dikte verhouding groter dan 7					

Tabel 9-6 een overzicht van de mogelijke segmenten en met een variërende brugdekbreedte en variërende overspanning bij een vaste breedte van 3000 mm.

Segmentdikte:	1500 mm	2000 mm	2500 mm	3000 mm	3500 mm
Breedte van het brugdek:					
10 meter	35 [ton]*	47 [ton]	58 [ton]	71 [ton]	81 [ton]
15 meter	48 [ton]*	64 [ton]*	80 [ton]	96 [ton]	111 [ton]
17,8 meter	55 [ton]*	74 [ton]*	92 [ton]*	110 [ton]	127 [ton]
20 meter	61 [ton]*	83 [ton]*	101 [ton]*	121 [ton]*	140 [ton]
25 meter	73 [ton]*	100 [ton]*	118 [ton]*	145 [ton]*	169 [ton]*
30 meter	86 [ton]*	114 [ton]*	143 [ton]*	172 [ton]*	199 [ton]*

* Segmenten met een breedte/ dikte verhouding groter dan 7

Tabel 9-7 een overzicht van de mogelijke segmenten en met een variërende brugdekbreedte en variërende segmentdikte bij een vaste overspanning van 100 meter.

Andere nadelen van dit type segment zijn de ingewikkelde detaillering van het vakwerk binnen in het segment. Vergeleken met prefab liggers zal dit bijzonder veel extra werk zijn en het is daarom ook de vraag of het mogelijk is om per dag een segment in dezelfde bekisting te produceren. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is om het vakwerk apart te prefabriceren en daar later de rest van het segment omheen te storten.

Cijfer: 1

9.4.3 Vormvrijheid

Zoals geconstateerd bij de berekening van de segmentgewichten is het produceren van segmenten breder dan 17,8 meter niet mogelijk, dit omdat deze segmenten te zwaar worden voor transport of een te kleine dikte hebben waardoor deze niet tegen elkaar aan gestort kunnen worden zonder een te grote vervorming. Daarom is het niet mogelijk om brede brugdekken te bouwen met deze oplossing. Eventueel kan in deze situaties ervoor gekozen worden om het viaduct op te delen in twee aparte brugdekken, een veel gebruikte oplossing voor segmentbruggen die buiten Nederland gebouwd zijn. Maar dit is toch een grote beperking op de brede toepasbaarheid van deze variant, want het wordt zeker verwacht dat er vraag zal zijn naar de bredere brugdekken.

Cijfer: 2

9.4.4 Transport

Zoals eerder is opgemerkt kan een deel van de segmenten, specifiek de segmenten voor een breed brugdek niet getransporteerd worden doordat deze of niet te produceren zijn door een te grote vervorming, of niet te transporteren door het grote gewicht van de in dikte toegenomen segmenten.

Een ander nadeel van deze dikke segmenten is ook dat het risico steeds groter wordt dat deze beschadigd raken tijdens het transport, ze zullen dan immers meer uitsteken naar de zijkanten van de vrachtwagencombinatie. Mocht dit gebeuren dan is de kans groot dat de kwetsbare zijkanten, met de dwarskracht tanden beschadigd raken. Beschadigingen aan deze dwarskrachtanden kunnen eigenlijk niet hersteld worden, de gebruikte lijmlaag kan immers alleen kleine oneffenheden van enkele millimeters compenseren. Mede hierom zullen altijd meer tanden op de kop aangebracht moeten worden dan strikt noodzakelijk voor de belasting in de uiterste grenstoestand.

Samenvattend zijn de segmenten van variant 4 eigenlijk niet geschikt om te vervoeren, tenzij het brugdek een relatief kleine breedte heeft, dan is de kans juist een stuk groter dat deze eenvoudig te vervoeren zijn, doordat deze op eenvoudige bestaande trailers getransporteerd kunnen worden. Dit geldt overigens niet specifiek voor variant 4 maar voor alle mogelijke varianten waarbij segmenten tegen elkaar aan worden gestort.

Cijfer: 2

9.4.5 Montage

Net als voor variant 3, het kokersegment met gecombineerde voorspanning, is de montage met behulp van een portaal geen aantrekkelijke bouwmethode om deze segmentbrug samen te stellen. Pas bij een groot aantal overspanningen achter elkaar zal deze bouwmethode aantrekkelijk worden. De gebruikte voegmethode, de lijmvoeg, maakt montage met een portaal wel aantrekkelijker dan voor variant 3, maar het ophijsen, lijmen en voorspannen van de 30 tot 40 segmenten zal nog steeds meerdere dagen werk zijn, zodat deze bouwmethode nog steeds bijzonder veel hinder geeft voor het onderdoorgaande verkeer.

De enige ander geschikte mogelijkheid om een dergelijke constructie samen te stellen is om het brugdek te monteren nabij de bouwlocatie en vervolgens in te varen of te rijden. Deze

montage nabij de eindlocatie zal wel sneller gaan, dan bij variant 3, omdat de lijmvoegen minder tijd kosten.

Cijfer: 3

9.4.6 Duurzaamheid

Het gebruik van alleen externe voorspanning in de lengterichting maakt het mogelijk om de voorspanning te demonteren. Maar de gelijmde voegen voorkomen dat het brugdek echt demontabel is. Daarvoor moet of gewerkt worden met verwijderbare lijm, of met droge voegen, dus zonder enige vulling. Maar zelfs als dat mogelijk is kan alleen een brugdek met de zelfde breedte weer teruggebouwd worden.

Cijfer: 3

9.4.7 Conclusie

Samenvattend is deze variant, het ruimtevak werk segment met externe voorspanning vooral geschikt is voor brugdekken die niet breed zijn, anders worden de segmenten of te zwaar voor transport, of hebben een te grote kans op maatafwijkingen door het 'bowing effect'. Ook de montagemethode zijn beperkt. Tenzij meerdere overspanningen achter elkaar worden gebouwd is deze variant geen aantrekkelijke oplossing. De variant is dus vooral geschikt voor een viaduct met een groot aantal gelijke overspanningen en een beperkte brugdekbreedte.

9.5 Variant 5: Staal en beton vakwerk

9.5.1 Constructie

Een belangrijk nadeel aan de grote randconstructie is dat deze beschermd moeten worden tegen aanrijdingen. Dit geldt zowel voor het stabiliteitsverband boven het brugdek als de vakwerkstaven van de randconstructie. Deze elementen zijn kritisch voor de constructie, als een van deze bezwijkt, zal het hele brugdek bezwijken. Een aanrijding van deze onderdelen mag niet leiden tot het instorten van de complete constructie. Het gevolg is dus dat deze elementen extra sterk zullen moeten worden uitgevoerd om te voorkomen dat deze bezwijken in geval van een ongeluk, of dat er zware beschermingsconstructies rondom noodzakelijk zijn.

Een ander nadeel van de plaatsing van het brugdek in onderzijde van de constructie is dat deze niet als betondrukzone kan dienen, het materiaal kan dus minder effectief gebruikt worden.

Samenvattend is deze constructie geen slimme oplossing. Het is vooral een bestaande stalen brug constructie die bijna direct in beton is vertaald, het is daarom sterk de vraag of deze variant de oplossing is die een 100 meter brug in prefab beton mogelijk maakt.

Cijfer: 1

9.5.2 Productie

De constructie bestaat uit relatief kleine onderdelen, de drukstaven, de L-vormige kokerligger en de TT-liggers. Deze onderdelen zijn allemaal eenvoudig te produceren door simpelweg een standaardbekisting te gebruiken die door middel van kopschotten op maat wordt gemaakt voor het specifieke viaduct. Deze onderdelen hebben allemaal een relatief korte lengte en een relatief laag gewicht zodat de productie in eenvoudige fabriekshallen mogelijk is. Maar het nadeel is wel dat er bijzonder veel losse onderdelen en ook verschillende soorten onderdelen nodig zijn. Denk hierbij aan de staven, de trekelementen, de randliggers en de TT-liggers voor het brugdek.

Cijfer: 4

9.5.3 Vormvrijheid

Het belangrijkste voordeel van deze variant is de mogelijkheid om het brugdek zeer laag in de constructie te plaatsen, ongeveer een halve meter vanaf de onderzijde van de constructie. Dit

heeft tot gevolg dat de op- en afrit constructies van deze oplossing een stuk eenvoudiger kunnen zijn. Ook zal hierdoor de oplossing in meer situaties toepasbaar zijn.

Een groot nadeel van dit type constructie is dat deze eigenlijk niet geschikt is voor brede viaducten, naarmate de breedte van het viaduct toeneemt, zal de vloerconstructie steeds zwaarder moeten zijn, om deze belasting te kunnen afdragen naar de randconstructies. Hierdoor zal het eigengewicht ook toenemen. Deze constructie is dus veel minder geschikt voor brede brugdekken, maar dit is juist wat verwacht wordt voor de toekomstige snelweg viaducten. Daarom is deze oplossing dus minder geschikt voor gebruik als snelwegviaduct.

Cijfer: 1

9.5.4 Transport

Transport is de enge categorie waar deze variant bijzonder goed op scoort, doordat de onderdelen relatief klein zijn, kunnen ze eenvoudig en met relatief weinig moeite getransporteerd worden. Ook zijn hier nauwelijks onzekerheden wat betreft de vraag of transport van de onderdelen werkelijk mogelijk is over de openbare weg, iets wat niet voor de andere varianten geldt. Maar een nadeel is wel dat er bijzonder veel transporten nodig zullen zijn om alle onderdelen naar de bouwlocatie te vervoeren.

Cijfer: 5

9.5.5 Montage

De montage van dit brugdek, of eigenlijk het opbouwen van het complete brugdek zal zeer veel werk kosten op of nabij de bouwplaats. Aangezien de kruisende snelweg of het te overbruggen kanaal niet afgesloten mag worden moeten de randconstructies op een apart terrein nabij de bouwlocatie samengesteld worden. Dit betekent dat er een terrein nabij de bouwlocatie beschikbaar moet zijn, anders is deze bouwmethode niet mogelijk. Het plaatsen van de randconstructies op de eindlocatie zal vervolgens bijzonder lastig zijn, de constructies zijn immers zo zwaar dat nauwelijks te verplaatsen zijn met bijvoorbeeld hijskranen. Het samenstellen van deze variant kan eigenlijk alleen gebeuren op de bouwlocatie, met tijdelijke ondersteuning, iets wat bijzonder veel hinder veroorzaakt. Daarom is deze variant niet geschikt als oplossing om een 100 meter brug te bouwen over een snelweg of kanaal.

Cijfer: 1

9.5.6 Duurzaamheid

Door de verschillende natte knoop verbindingen in de randconstructie is deze constructie niet te demonteren. Eventueel zou het brugdek, de TT-liggers hergebruikt kunnen worden, deze worden immers niet vast verbonden maar slechts op een oplegblok gelegd. Maar de rest van de constructie is dus niet her te gebruiken, daarom scoort deze variant bijzonder slecht op het gebied van duurzaamheid.

Cijfer: 1


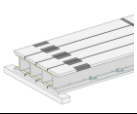


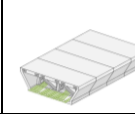
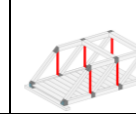
9.5.7 Conclusie

Samenvattende is deze variant bijzonder ongeschikt als snelwegviaduct, dit komt door het feit dat de constructie ongeschikt is voor de gewenste brugdekbreedte, een montagemethode heeft die veel tijd kost en eigenlijk alleen met veel hinder voor het kruisende verkeer gebouwd kan worden. Ook is het sterk de vraag of Rijkswaterstaat, de meest waarschijnlijke opdrachtgever voor dergelijke constructies, zit te wachten op deze grote betonnen vakwerkconstructies.

De constructie is zeker interessant om te bouwen, maar zeker niet de oplossing om een overspanning tot ongeveer 100 meter in prefab beton te bouwen. Daarom is besloten geen extra berekeningen te maken om deze variant te analyseren en volledig te focussen op de andere 4, meer geschikt, varianten.

9.6 De multicriteria-analyse

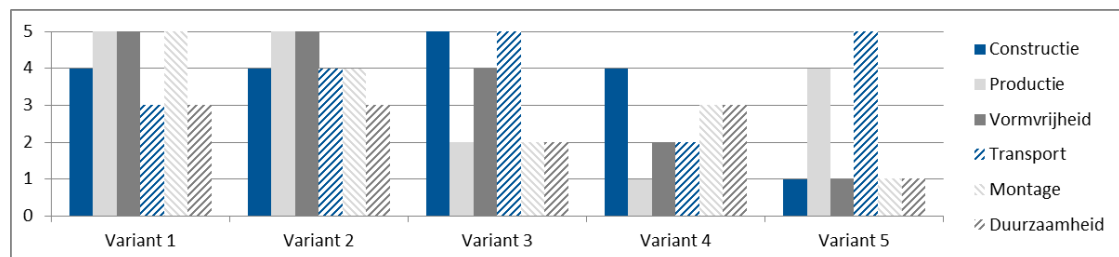
Elke variant heeft voor de verschillende criteria een cijfer gekregen, deze cijfers worden in de onderstaande tabel gecombineerd met een wegingsfactor die aangeeft hoe belangrijk het punt is voor het gecombineerde cijfer dat uiteindelijk de geschiktheid van de betreffende variant aangeeft.

Variant:		Variant 1	Variant 2	Variant 3	Variant 4	Variant 5
Wegingsfactor: 						
Constructie	25%	4	4	5	4	1
Productie	20%	5	5	2	1	4
Vormvrijheid	15%	5	5	4	2	1
Transport	15%	3	4	5	2	5
Montage	20%	5	4	2	3	1
Duurzaamheid	5%	3	3	2	3	1
Totaal:		4,35	4,3	3,5	2,55	2,2

Tabel 9-8 een overzicht van de multicriteria-analyse, met de totale score per variant.

Bij de multicriteria-analyse moet opgemerkt worden dat variant 4 op de beoordelingspunten vormvrijheid, transport en montage, beter zou scoren indien de brugdekbreedte relatief smal (minder dan 15 meter) is. Maar deze smalle brugdekken zijn juist niet wat verwacht wordt, omdat voor de breder wordende snelwegen juist bredere brugdekken noodzakelijk zullen zijn. Ook zal variant 4 dan nog zeker niet een betere totale score hebben dan variant 1 en 2, dit omdat er geen geschikte montage methode voor beschikbaar is.

Variant 5 komt duidelijk als slechtste uit de vergelijking, het is zelfs de vraag of deze variant aan de gestelde eisen zal voldoen, maar aangezien er besloten is geen extra berekeningen te maken om deze variant te analyseren kan dit niet met volledige zekerheid gezegd worden.



Figuur 9-4 de resultaten van de multicriteria-analyse voor de varianten per beoordelingspunt.

Variant 1 en 2 hebben een bijna gelijke score, dit is ook logisch, de varianten lijken sterk op elkaar. In de praktijk zal vooral de gewenste overspanning bepalen welke variant het meest geschikt is, beide varianten kunnen gebruikt worden voor de gewenste overspanningen, maar variant 1 is meer geschikt voor de overspanningen van ongeveer 80 tot 90 meter, maar wordt bij een overspanning van 100 meter misschien te zwaar voor transport. Variant 2 heeft een minder eenvoudige montage, voor elke overspanningslengte, maar het is minder onzeker of deze variant nog te transporten is bij overspanningen van 100 meter.

Variant 1 en 2 zijn dus de duidelijke winnaars van de multicriteria-analyse. Maar het is goed om te beseffen dat deze varianten eigenlijk delen zijn van dezelfde familie aan oplossingen. Waarbij, afhankelijk van de overspanning, de plaatselijke omstandigheden en de gewenste bouw methode, de meest geschikte oplossing meer op variant 1 of 2 zal lijken.

9.7 Evaluatie van de multicriteria-analyse

Variant 1 en 2, beide variaties op de samengestelde liggerbrug scoren het beste in de multicriteria-analyse. Nu is de vraag of deze ontwerpen ook werkelijk voldoen aan de gestelde eisen en de meest geschikte oplossing zijn om een prefab betonnen brug van 100 meter te bouwen.

In hoofdstuk 4 zijn de eisen wensen en randvoorwaarden beschreven waar de oplossing aan moet voldoen en wat gewenst wordt van een geschikte oplossing. De oplossing moet geschikt zijn voor de toepassingssituaties. Dit geldt voor beide varianten, wel zal er bij een kanaalbrug minder keuze zijn wat betreft de montagemethode. Voor de montagemethode is het van belang dat deze met zo weinig mogelijk hinder voor het kruisende verkeer uitgevoerd kan worden. Dit is ook mogelijk bij beide varianten met de opmerking dat de hinder wel meer zal zijn dan wat nu gebruikelijk is voor een brugdek bestaand uit prefab liggers, dit door de lengte en het gewicht van de totale samengestelde liggers.

De montage moet ook uit te voeren zijn met zo eenvoudig mogelijke hijskranen, dit zal voor beide varianten lastig zijn. Voor beide varianten zijn immers bijzonder grote hijskranen noodzakelijk om deze te plaatsen zonder tijdelijke ondersteuning. Tegelijk moet opgemerkt worden dat deze montagemethode nog steeds het beste voldoet van de 5 varianten zodat geconcludeerd wordt dat voor de montage van een prefab betonnen brugdek met een lengte van 60 tot 100 meter het niet mogelijk is om zonder hinder voor het kruisende verkeer met lichte hijskranen te werken.

In het programma van eisen, wensen en randvoorwaarde is ook beschreven dat het brugdek een zo groot mogelijke vormvrijheid moet hebben. Hier voldoen de oplossingen goed aan, praktisch elke breedte is mogelijk en ook brugdekken met niet rechte kruisingshoeken kunnen gebouwd worden. De vormvrijheid van de oplossingen is dus goed.

In totaal voldoen de twee varianten dus goed aan de eisen, wensen en randvoorwaarde die opgesteld zijn. Er is dus geconcludeerd worden dat de varianten die als winnaar uit de multicriteria-analyse komen dus een geschikte oplossing is om prefab betonnen brugdekken van 60 tot 100 meter te bouwen.

9.8 Evaluatie van de variantenstudie

In de variantenstudie zijn verschillende mogelijke brugdekoplossingen onderzocht en ontworpen. Nu is de vraag in of alle mogelijke varianten voor een prefab betonnen brugdekoplossing met een overspanning van 60 tot 100 meter onderzocht zijn.

Verschillende oplossingen zijn onderzocht, de meest waarschijnlijke oplossingen, een liggerbrug en een segmentbrug. Maar ook minder waarschijnlijke oplossingen zoals een betonnen vakwerkbrug of een betonnen boogbrug. Aangezien gesteld is dat de constructie statisch bepaald moet zijn zullen dit de vier beschikbare type oplossingen zijn.

Oplossingen die niet beschreven zijn in de variantenstudie zijn bijvoorbeeld een onderspannen ligger, deze zal zeer gevoelig zijn voor aanrijdingen tegen de onderzijde. Ook is er geen oplossing in de variantenstudie opgenomen waarbij de voegen tussen de prefab delen, de ligger horizontaal doorsnijden. Hiervoor is gekozen omdat dit zal leiden tot lange en lastig te maken voegen in de constructie.

Geconcludeerd is dus dat in de varianten studie niet alle mogelijke varianten opgenomen zijn. Maar dat wel dat voldoende breed gezocht is naar verschillende oplossingen en de meest geschikte varianten onderzocht zijn, zodat de resultaten van de variantenstudie voldoende betrouwbaar zijn.

9.9 Conclusie van de variantenstudie

Uit de analyse van de varianten volgt dat variant 5, het staal en beton vakwerk, zeker geen geschikte oplossing is voor een prefab betonnen brug met een overspanning tot ongeveer 100 meter. De constructie kan geproduceerd worden maar is absoluut niet aantrekkelijk. Ook uitvoeringstechnisch is deze variant zeker niet aan te raden, door de vele lastige verbindingen en het gebrek aan een bouwmethode zonder hinder voor het kruisende verkeer.

Ook de segmentbruggen, variant 3 en 4, zijn geen aantrekkelijke oplossingen voor een prefab betonnen viaduct met een overspanning van 60 tot 100 meter. Het lager eigengewicht van deze constructie zal zorgen voor een meer economisch materiaal gebruik dan bij variant 1 en 2, maar voor beide varianten is geen geschikte montagemethode beschikbaar die de hinder voor het kruisende verkeer minimaliseert. Montage met behulp van een portaal is pas zinvol als er veel gelijke overspanningen direct achter elkaar gebouwd moeten worden. De enige geschikte bouwmethode die overblijft, is het samenstellen van de constructie nabij

bouwlocatie en vervolgens de constructie rijdend of varend te transporteren naar de definitieve locatie. Dit zal zeker niet eenvoudig zijn door het grote eigengewicht van de totale constructie.

Ook vanuit het oogpunt van de productie zijn de segmentbrugoplossingen niet aantrekkelijk. De segmenten zijn lastiger te produceren dan de samengestelde liggervarianten, door de ingewikkelde vorm. Sommigen brede segmenten van variant 4 zullen zelfs niet voldoende maatvast te produceren zijn, doordat deze zullen gaan buigen tijdens het match-cast proces door de hydratatiwarmte. De brede segmenten zullen ook lastig te transporteren zijn doordat deze te zwaar worden voor transport. Terwijl juist verwacht wordt dat de steeds breder wordende snelwegen zullen vragen om brede brugdekken. Kortom de vormvrijheid van deze varianten is minder goed dan die voor variant 1 en 2

Uit de Multicriteria-analyse volgt dat variant 1 de meest geschikte oplossing is voor prefab betonnen brug met een overspanning van 60 tot ongeveer 100 meter. Maar het verschil in totale score met variant 2 is zo klein dat beide varianten even geschikt zijn als oplossing. Hierbij moet wel opgemerkt worden dat welke van de twee varianten het meest aantrekkelijk is sterk afhankelijk is van de benodigde overspanning, de omgeving en de gewenste montagemethode. Variant 2 zal waarschijnlijk iets meer geschikt zijn voor de langste overspanning van 100 meter, terwijl variant 1 meer geschikt is voor de overspanningen tot ongeveer 90 meter.

Maar er is wel een risico dat de prefab elementen voor een 100 meter overspanning van variant 1 en 2 te zwaar en te hoog worden voor transport over de weg, dit zal sterk afhangen van eindbestemming en de geschiktheid van de route. Het is ook noodzakelijk om voor het transport deze elementen een nieuwe sterkere en lagere trailer te ontwikkelen. Alleen de prefab elementen voor een 100 meterbrug van variant 3 zijn zeker te transporteren, indien gekozen wordt voor zeer smalle segmenten. Deze oplossing zal wel zorgen voor een nog onaantrekkelijkere bouwmethode.

Besloten is om een combinatie van variant 1 en 2 uit te werken, omdat deze optie het beste voldoet aan de gestelde wensen en het beste uit de multicriteria-analyse komt. Hierbij zal de doorsnede en voorspanning van variant 1 gebruikt worden in combinatie met de ribben en de mortelvoeg van variant 2. Hiermee wordt verwacht dat een overspanning van 100 meter net mogelijk zal zijn, maar grotere overspanningen, van bijvoorbeeld 120 meter zijn dat zeker niet.

De belangrijkste voordelen van deze combinatie van variant 1 en 2 zijn:

- Er zijn verschillende praktisch toepasbare montagemethoden beschikbaar zodat afhankelijk van de omgeving, de maximale hinder en het budget de optimale methode gekozen kan worden.
- Indien de totale liggers met grote hijskranen gemonteerd wordt kan een brugdek met een 100 meter overspanning bijzonder snel opgebouwd worden.
- De liggeronderdelen zijn relatief eenvoudig te produceren, zeker als dit vergeleken wordt met bijvoorbeeld segmenten van variant 3 en 4.
- De vormvrijheid van deze oplossing is bijzonder goed. Scheve kruisingshoeken zijn mogelijk en het brugdek kan eenvoudig opgebouwd worden in verschillende brugdekbreedtes.
- Het brugdek kan demontabel in de dwarsrichting uitgevoerd worden om zo een (bijna) circulair viaduct mogelijk te maken.
- Voor korte overspanningen (minder dan 80 meter) zijn constructies met een slankheid van ongeveer 40 mogelijk.

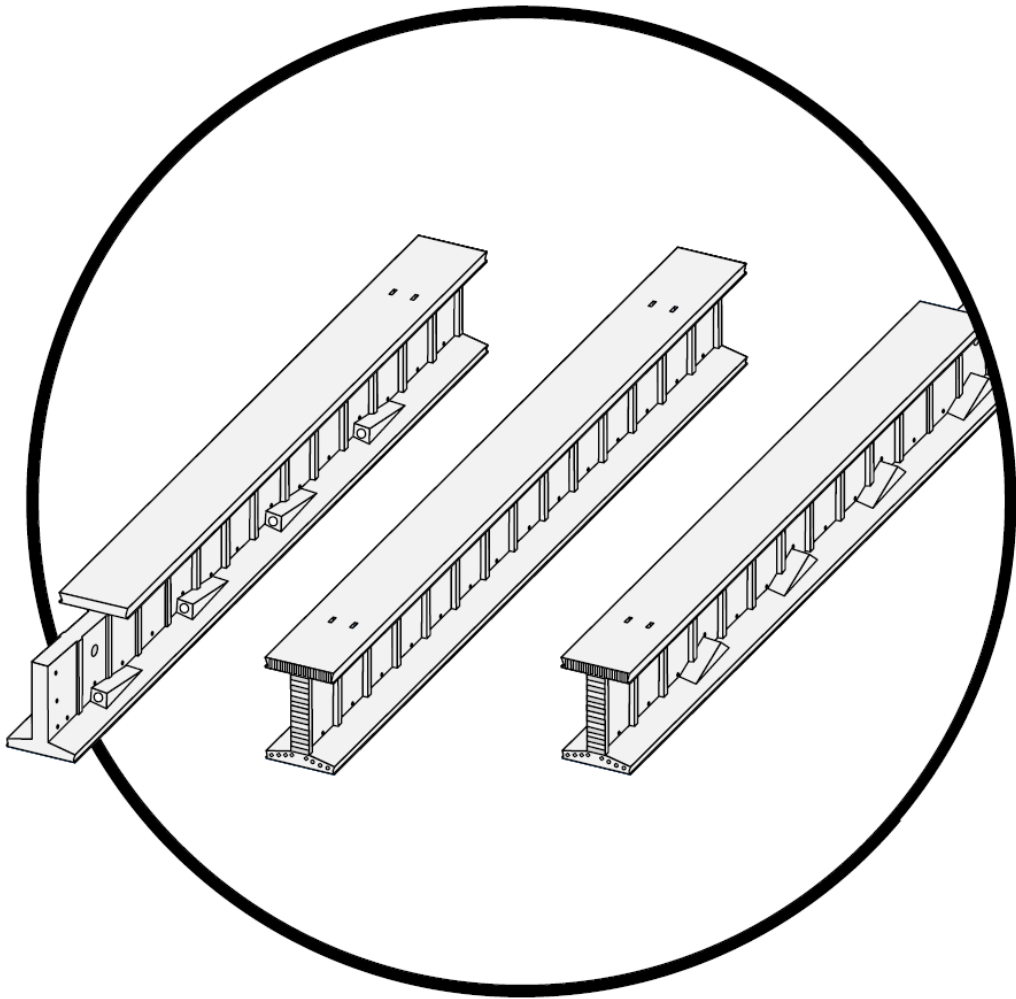
Deze variant heeft ook een aantal nadelen en risico's, deze staan hieronder vermeld. Deze nadelen en risico's krijgen bij het uitwerken van deze variant extra aandacht.

- Voor deze variant is bijzonder veel voorspanning die aangebracht wordt op de bouwlocatie noodzakelijk, zowel in de lengterichting als in de dwarsrichting van het brugdek.
- Het eigengewicht van deze oplossing is relatief hoog, deze grote belasting door het eigengewicht is het grootste risico wat betreft de vraag of een 100 meter overspanning mogelijk is.

- De randligger moet versterkt worden om bestand te zijn tegen de krachten veroorzaakt door de dwarsvoorspanning, het risico is dat het eigengewicht van deze randligger teveel toeneemt om de 100 meter overspanning mogelijk te maken.
- De dwarsafschuiving veroorzaakt relatief grote buigende momenten in de niet voorgespannen lijven van de ligger. Het kan lastig worden de lijven van de ligger voldoende sterk te maken, zeker op locaties waar de drukdiagonaal in het lijf maximaal wordt belast.
- De verankering van de voorspanning met nagerekt staal kan veel eigengewicht toevoegen aan de constructie, dit omdat de gegeven splejtwapening rondom de verankering alleen bepaald is voor de lagere betonsterkteklasse.

Deel III:

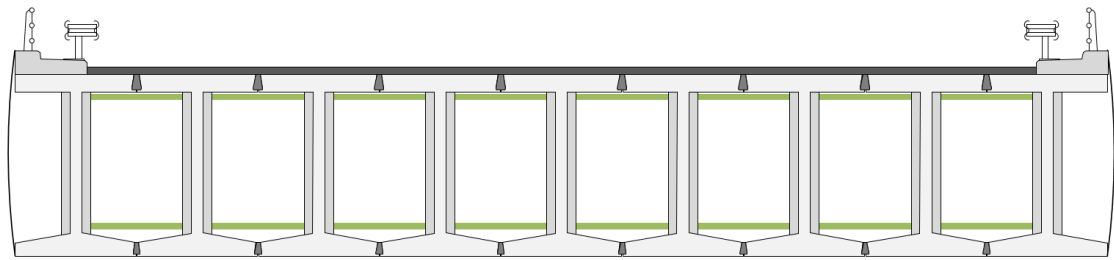
Het ontwerp van de oplossing



In het derde deel is het geselecteerde ontwerp van de variantenstudie, de samengestelde liggerbrug verder ontworpen en beschreven. Dit ontwerp is vervolgens getoetst op de constructieve haalbaarheid met de rekenmethode beschreven in hoofdstuk 11. De haalbaarheid van het ontwerp geanalyseerd en beschreven in hoofdstuk 12.

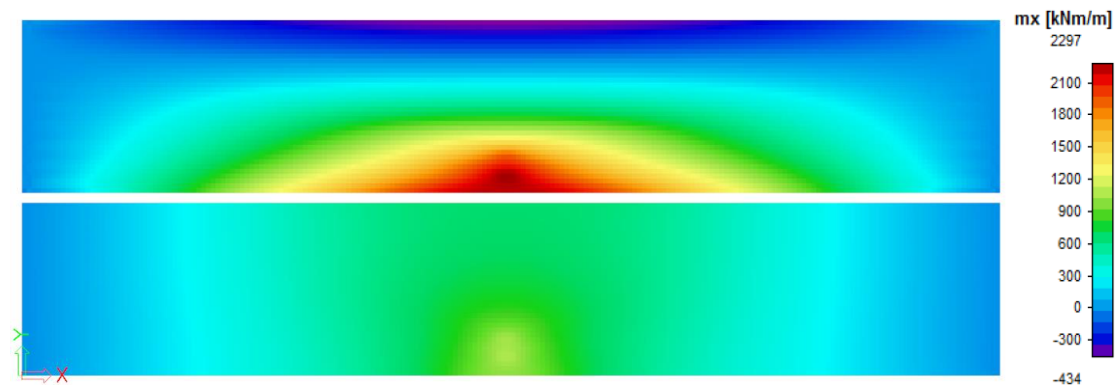
10. Het ontwerp van de samengestelde liggerbrug

Het ontwerp van de samengestelde liggerbrug, ontworpen voor lange overspanningen, bestaat uit I-vormige liggers. De flenzen van deze ligger zijn onderling verbonden door mortelvoegen. Om te voorkomen dat de ongewapende voegen scheuren wordt het brugdek in de dwarsrichting bij elkaar gehouden door externe dwarsvoorspanning. Deze dwarsvoorspanning is verankerd in de randliggers van het brugdek.



Figuur 10-1 een schets van de dwarsdoorsnede van het brugdek, met in groen de dwarsvoorspanning.

Doordat de liggers bij de onder- en bovenflens met elkaar zijn verbonden ontstaat een stijve constructie die de verkeersbelasting goed spreidt over de liggers. Deze spreiding van de verkeersbelasting is noodzakelijk om de liggers zo slank mogelijk te maken. De slankheid van de liggers is van belang om de kosten van op- en afritconstructies te verminderen, maar ook om transport over de weg mogelijk te maken. Als deze liggers namelijk te hoog worden kunnen deze niet meer onder bestaande viaducten door vervoerd worden.



Figuur 10-2 een contourplot van het buigend moment in de lengterichting van het brugdek, belast door een tandemstelsel voor een railbalkbrugdek (boven) en de samengestelde liggerbrug (onder).

Vergeleken met andere prefab liggeroplossingen zal de spreiding van de verkeersbelasting over de breedte van het brugdek veel beter zijn. In Figuur 10-1 is het buigend moment in het brugdek voor een brugdek bestaand uit railbalkliggers en voor de samengestelde liggerbrug. Zichtbaar is dat voor de samengestelde liggerbrug alle ligger samen de belasting dragen, terwijl voor de railbalkligger oplossing alleen de liggers direct onder de belasting bijdragen. Gemiddeld genomen zullen hierdoor de maximale buigende momenten per ligger met 25%³ afnemen voor de belastingen op het brugdek. Hierdoor kan aanzienlijk slanker gebouwd worden, zodat de liggers ook voor lange overspanningen over de weg te transporteren zijn.

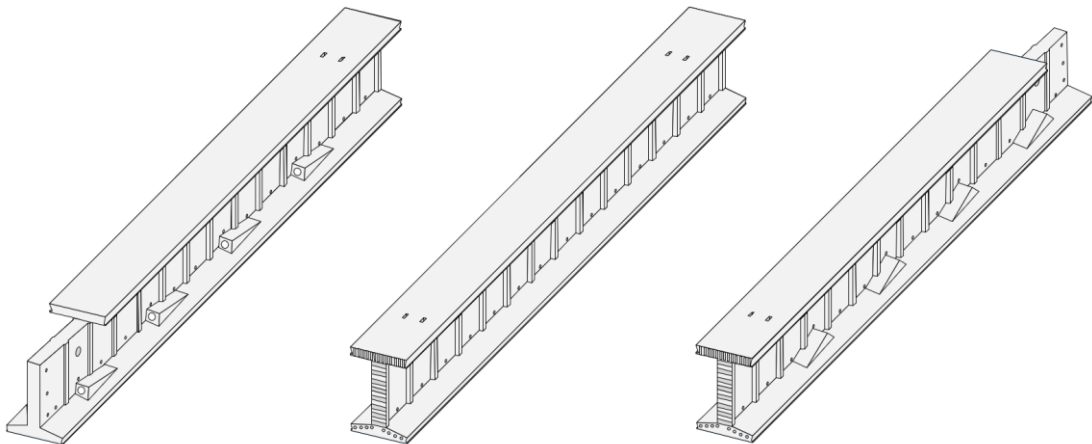
³ Dit is aangetoond in paragraaf 9.1.1 van de varianten studie.

De liggers van het brugdek worden in 3 liggerdelen geproduceerd, dit omdat een complete ligger van 60 tot 100 meter te lang en te zwaar zal zijn voor transport over de weg. Deze 3 liggerdelen worden op of nabij de bouwlocatie van het brugdek samengesteld tot een ligger met de noodzakelijke lengte voor de overspanning. De liggers worden verbonden door middel van een 5 centimeter dikke mortelvoeg en voorspanning met nagerekt staal.

10.1 Ontwerp van het brugdek

In de nu volgende paragrafen zijn de onderdelen van de constructie, zoals de liggerdelen, het ligger profiel en de gebruikte voorspanning beschreven. Voor de schetsen van de onderdelen zijn zoveel mogelijk dezelfde kleuren aangehouden als toegepast in deel 2 de varianten studie.

10.1.1 Liggerdelen



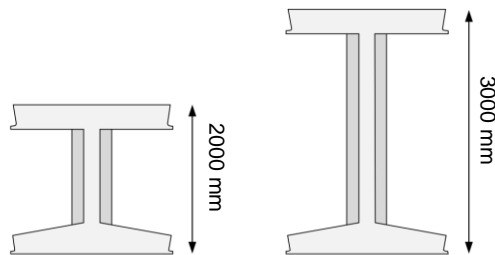
Figuur 10-3 een schets van de 3 liggerdelen waar een totale ligger uit is opgebouwd. Twee einddelen (linke en rechts) en een middendeel.

De totale ligger bestaat uit 3 liggerdelen die apart worden geproduceerd, op of nabij de bouwlocatie worden de delen samengevoegd tot de totale ligger. De totale ligger bestaat uit twee eindliggerdelen en een middelliggerdeel. Het middelste liggerdeel zal een lengte hebben van ongeveer 35 tot 40 meter. De lengte van de eindliggerdelen wordt hierop aangepast om de gewenste lengte van de overspanning te maken.

De keuze voor een lengte van het middelste liggerdeel wordt beïnvloed door twee wensen. Enerzijds is het wenselijk dat dit deel zo lang mogelijk is zodat een groter deel van de voorspanning in de fabriek aangebracht kan worden. Maar een te grote lengte van het middelste liggerdeel zal resulteren in een te groot transport gewicht.

10.1.2 Liggerhoogte

De liggerhoogte is afhankelijk van de lengte van de overspanning. Om de haalbaarheid van een bepaalde overspanning met een bepaald liggerhoogte te toetsen zal specifiek naar de randligger gekeken moeten worden. Deze randligger heeft namelijk een hoger eigengewicht dan de veldliggers door de benodigde verankering van de dwarsvoorspanning. Gemiddeld genomen wordt deze randligger belast door een 7% groter totaal buigend moment dan de veldliggers van het brugdek.



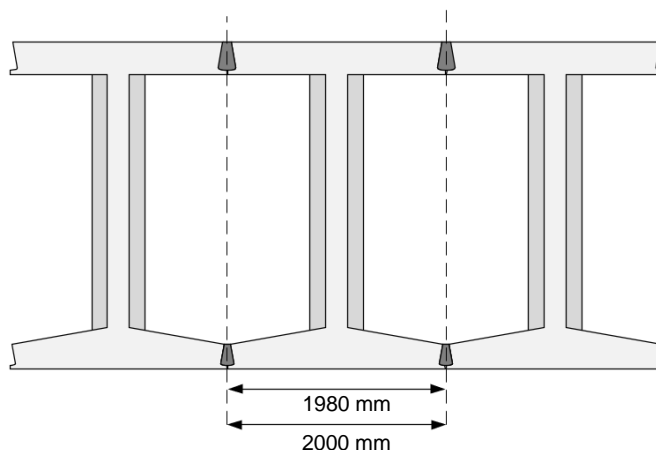
Figuur 10-4 een afbeelding met de dwarsdoorsnede van twee verschillende liggerhoogtes.

Ook is het belangrijk om te vermelden dat bij liggers met een totale hoogte van 2,7 meter en hoger niets boven het profiel mag uitsteken. Dit heeft tot gevolg dat er bijvoorbeeld geen boven de ligger uitstekende hijslusen gebruikt kunnen worden, daarom is in paragraaf 10.1.19 een hijsmethode zonder uitstekende hijslusen beschreven. Ook uitstekende wapeningsstekken voor de schampkant zijn niet mogelijk. Hiervoor zal een ander oplossing gevonden moeten worden, bijvoorbeeld schroefankers waar later de benodigde wapeningstekken voor schampkant in worden gedraaid.

10.1.3 Liggerbreedte

De veldliggers zijn standaard 1980 mm breed, met een voeg van 20 mm aan beide zijde zorgt dit ervoor dat de effectieve breedte van een ligger 2 meter is. De breedte van 2 meter is het resultaat van een afweging tussen de wens om een zo groot mogelijke liggerbreedte te hebben zo minder ligger lijven per brugdek te hebben en de liggerbreedte te beperken om het transport gewicht te beperken. Een te grote liggerbreedte heeft ook als nadeel dat de buigende momenten in de bovenflens door de lokale plaatsing van de wiellast te groot worden. Deze grote buigende momenten in de bovenflens maken veel dwarsvoorspanning noodzakelijk, de verankering van deze dwarsvoorspanning moet dan ook vergroot worden waardoor het eigengewicht van de randliggers zal toenemen. Het eigengewicht van de randligger bepaald dus in grote mate de constructieve haalbaarheid van de overspanning voor een gegeven constructiehoogte.

De gekozen liggerbreedte van 2 meter is ook van belang voor de stabiliteit tijdens het hijsen van de totale ligger. Bij een ligger met een totale lengte van 100 meter blijkt een breedte van 2 meter voldoende stijf te zijn dat het hijsen van de totale ligger mogelijk is.



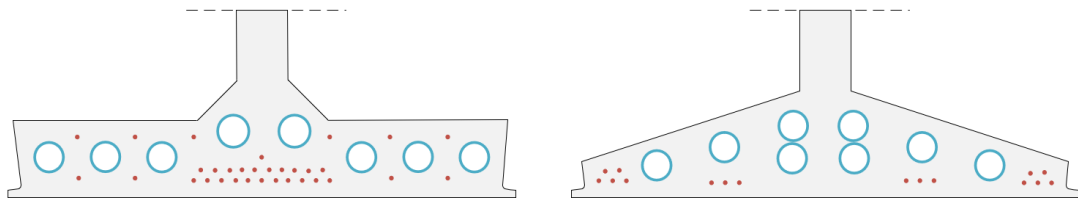
Figuur 10-5 een schets van de liggerbreedte en de werkende breedte van een veldligger.

Tijdens de variantenstudie is ook gekeken naar een ligger met een werkende breedte van 3 meter. Het hierboven beschreven effect maakt deze liggerbreedte geen geschikte oplossing. In dit geval zal namelijk de hoeveelheid dwarsvoorspanning ongeveer verdubbeld moeten worden. Dit heeft tot gevolg dat de winst wat betreft het lagere eigengewicht per meter brugdek in de randligger verloren gaat door het verdubbelen van de benodigde randverankeringen voor de dwarsvoorspanning.

10.1.4 Onderflens

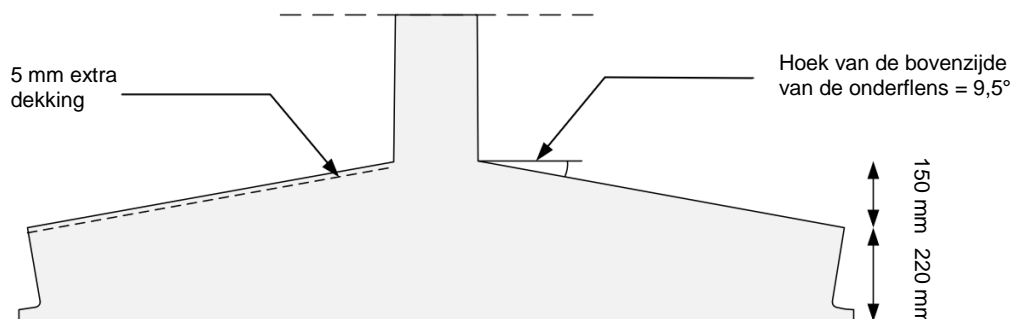
De onderflens van de ligger is ontworpen met één doel: zoveel mogelijk voorspanning plaatsen in een zo klein mogelijke doorsnede. Hierbij is de benodigde hoeveelheid voorspanning zodanig gekozen dat deze voldoende is voor een brugdek van 100 meter. Hierbij is aangenomen dat voor brugdekken met een kortere overspanning minder voorspanning noodzakelijk is, zodat deze onderflens ook voor deze brugdekken geschikt is. De gebruikte voorspanning is beschreven in paragraaf 10.1.9.

Voor de onderflens zijn verschillende alternatieven ontworpen en vergeleken. Er is bijvoorbeeld gekeken naar een volledig vlakke onderflens. Dit heeft als voordeel dat alle voorspanning zo laag mogelijk in de doorsnede geplaatst kan worden. Een nadeel van een dergelijk ontwerp is dat de onderflens niet gestort kan worden in een standaard bekisting, maar eventueel kan dit opgelost worden door de onderflens vanaf de zijkant van de bekisting te storten. Ook hele schuine onderflenzen, eventueel met de voorspankanalen boven elkaar geplaatst zijn ontworpen. Dit ontwerp is lichter dan het gekozen ontwerp, maar dit had tot gevolg dat bijna alle voorspanning met voorgerekt staal in de uiteinde van de onderflens geplaatst moest worden. Dit zorgt voor een probleem bij de oplegging voor het verankeren van de trekband. Uiteindelijk is gekozen voor het in de volgende alinea beschreven ontwerp omdat deze zowel te produceren is en constructief voldoet.



Figuur 10-6 twee schetsen van afgevalen ontwerpen voor de onderflens. Met links de onderflens met een rechte bovenzijde en rechts de onderflens met een schuine bovenzijde.

De onderflens van de ligger heeft een minimale dikte van 220 mm, de bovenzijde loopt schuin af onder een hoek van $9,5^\circ$ met de horizontaal. De hoogte is bij de aansluiting van de flens op het liggerlijf dan 370 mm bij een lijfdikte van 200 mm. Deze schuinte is gekozen om het storten van de onderflens mogelijk te maken. De hoek is groter gemaakt dan die van de huidige railbalkliggers van Spanbeton, dit om zeker te zijn dat de onderflens gestort kan worden ondanks de slechtere verwerkbaarheid van het hogesterktebeton⁴. Ondanks deze schuine bovenzijde zijn luchtbellen op dit vlak niet volledig te voorkomen, daarom is de dekking op de voorspanning voor de bovenzijde van de onderflens met 5 mm verhoogd. In tegenstelling tot het lijf en de bovenflens zal de onderflens een constante doorsnede hebben over de volledige liggerlengte, dit om het raamwerk dat de liggers samen vormen over de volledige lengte van de overspanning intact te houden.



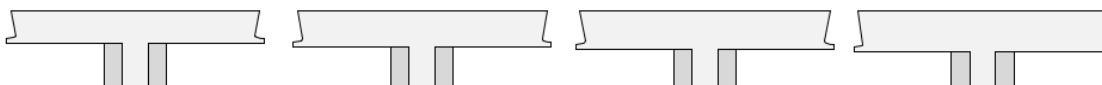
Figuur 10-7 een schets van de onderflens van de ligger, met de gebruikte afmetingen.

⁴ Hierbij is het advies gevolgd van Martijn Hofmans, de betontechnoloog van Spanbeton: "minimaal dezelfde hoek als de onderflens van de ZIPxl, maar een grotere hoek is aan te raden vanwege de lagere verwerkbaarheid van het hogesterktebeton".

10.1.5 Bovenflens

De bovenflens heeft een variabele dikte over de volledige lengte van de ligger. Hiervoor is gekozen om het totale eigengewicht van de ligger en het individuele liggengewicht van de liggerdelen te verminderen. Nabij de middendoorsnede zal de bovenflens dikker gemaakt worden, om een voldoende sterke drukzone te hebben. Nabij de opleggingen kan de bovenflens dunner gemaakt worden, omdat het buigend moment kleiner is. De minimale dikte van de bovenflens nabij de opleggingen van het brugdek wordt bepaald door de grootte van het buigend moment veroorzaakt door de lokale plaatsing van de wiellast.

De bovenflens is minimaal 260 mm dik, vanwege de effecten van de lokale plaatsing van de wiellast. De onderflens is variabel gemaakt in stappen van 20 mm, waar bij de maximale dikte 320 mm is. Deze maximale dikte is noodzakelijk in de voeg tussen de liggerdelen van de 100 meter grote overspanningen. In deze voeg kan namelijk geen drukwapening worden toegepast om de sterkte van de betondrukzone te vergroten. Bij de aansluiting van de flens op het lijf is een vellingkant van 50 bij 50 mm aangebracht.



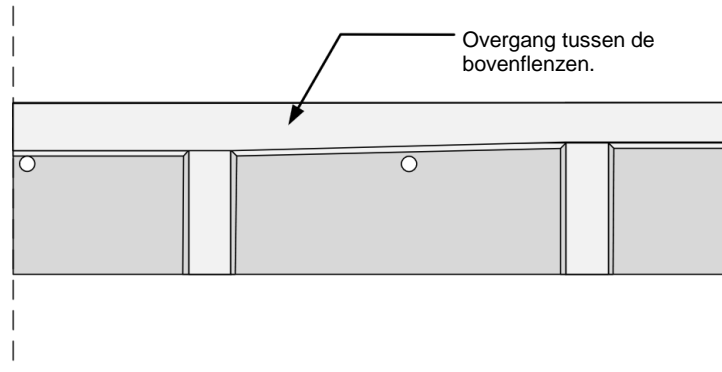
Figuur 10-8 een schets van de bovenflens in de vier gebruikte diktes van 260, 280, 300 en 320 mm.

Om de grote overspanningen, met de gewenste slankheid mogelijk te maken wordt er drukwapening toegepast in de bovenflens van het middelste liggerdeel. Deze drukwapening eindigt voor de voeg tussen de liggerdelen. De volgende posities zijn beschikbaar voor drukwapening:

Drukwapening $\varnothing 20$ mm	Afstand vanaf de bovenzijde tot het hart van de staaf
22 staven	77 mm
22 staven	117 mm
22 staven	157 mm
22 staven	197 mm*
Drukwapening $\varnothing 30$ mm	
14 staven	82 mm
14 staven	142 mm
14 staven	202 mm*
Deze aantallen gelden voor een liggerbreedte van 1980 mm, bij een dekking van 55 mm en omsloten door een beugel $\varnothing 12$ op de bovenzijde van de bovenflens, als staafafstand is minimaal 4 maal de staafdiameter aangehouden.	
* Hierbij moet gecontroleerd worden of deze rij drukwapening in de bovenflens past.	

Tabel 10-1 een tabel met de mogelijke posities voor drukwapening in de bovenflens.

De overgang tussen verschillende bovenflensdiktes zal geleidelijk verlopen om de slijtkrachten te beheersen. Dit is geschetst in Figuur 10-9.

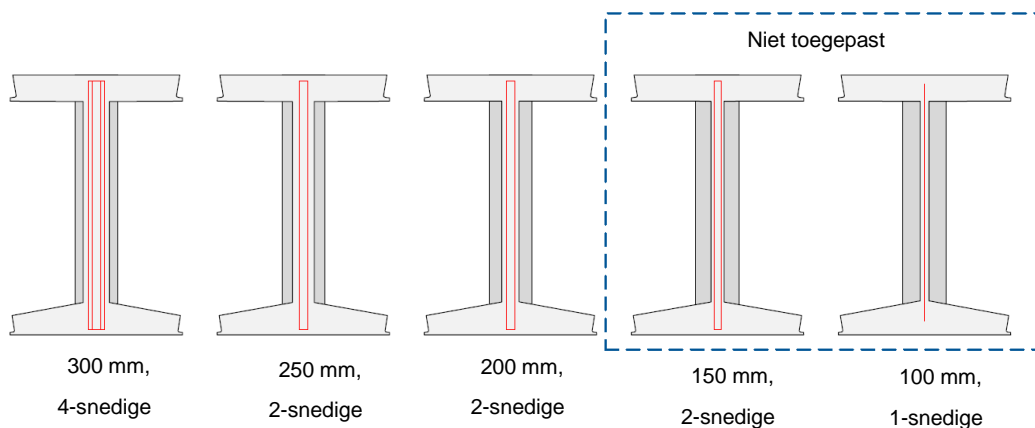


Figuur 10-9 een schets van het geleidelijk verloop van de dikte van de bovenflens, om de slijtkrachten te beheersen.

10.1.6 Liggerlijf

Net als de bovenflens van de ligger zal ook het liggerlijf in breedte variëren afhankelijk van de positie in de overspanning. Nabij de oplegging zal het liggerlijf verdikt zijn omdat hier zich de hoogste dwarskracht bevindt. Dit dikke lijf zorgt voor voldoende ruimte voor de beugelwapening en voor een voldoende sterke betondrukdiagonaal. Ook zorgt dit verdikte lijf ervoor dat de kracht uit het oplegblok goed de ligger in geleid kan worden en dat zo de slijtkrachten ten gevolge van de oplegreactie verminderd worden.

Nabij het midden van de overspanning kan het lijf versmald worden omdat hier een lager maximale dwarskracht zit en dus deze dikte onnodig is. Hierdoor kan de belasting door het eigengewicht van de constructie aanzienlijk gereduceerd worden.



Figuur 10-10 een overzicht van de standaard gebruikte breedtes van het liggerlijf en de bijbehorende beugelwapening.

Voor de ligger is een minimale lijfdikte van 200 mm gehanteerd. De minimale dikte volgt uit NEN-EN 1992-1-1 NB 9.2 (1) (a) dat stelt: de breedte b van balken moet over de gehele lengte en hoogte ten minste 100 mm bedragen. NEN 1992-2 NB 9.2 (101) verhoogt dit tot 200 mm. Om zonder twijfel aan deze norm te voldoen is 200 mm als minimale dikte voor het liggerlijf gehanteerd.

Maar het is sterk de vraag of de individuele ligger van het brugdek gezien moet worden als een 'balk' volgens deze norm. NEN-EN 1992-1-1 5.3.1 (3) beschrijft een balk als een element waarvan de overspanning niet kleiner is dan driemaal de totale hoogte van de doorsnede. Daar voldoet een individuele ligger aan, maar deze is natuurlijk verbonden met de andere liggers tot een brugdek, dat ook als een balk gezien kan worden. In dat geval kan deze minimale dikte gezien worden als een eis voor het volledige brugdek. Dit is geen onlogische aanname. De liggers zijn namelijk aan de boven en onderzijde verbonden tot een kokerdoorsnede. Voor de huidige kokerliggers wordt ook een dunnere lijfdikte van ongeveer

165 mm gebruikt. De lijfdiktes kunnen dus opgeteld worden om aan deze eis van minimaal 200 mm te voldoen.

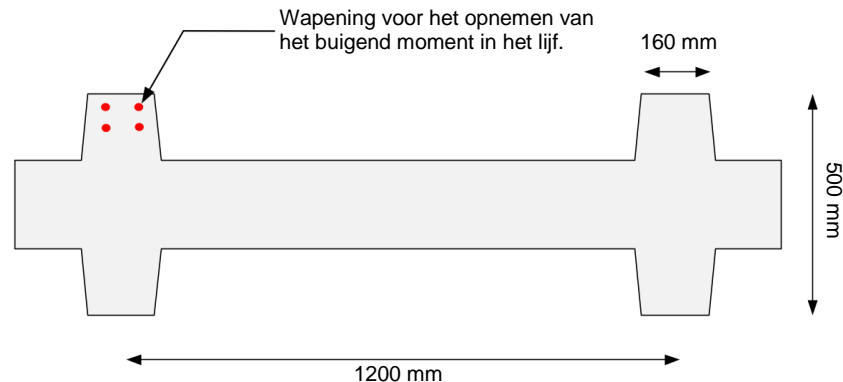
Ook moet opgemerkt worden dat deze eis vermoedelijk ontstaan is voor een lagere betonsterkteklasse, met grotere grindkorrels en voorspankanalen door het lijf. In een dergelijke situatie geldt deze minimum dikte vooral om de robuustheid van het ontwerp te waarborgen. Maar in het beschreven ontwerp van het brugdek zijn geen voorspankanalen in de lijven aanwezig, ook zijn de gebruikte grindkorrels zeer klein en is er sprake van een hoge betonsterkteklasse. Deze eis zou dus ook voor dit ontwerp onnodig zijn.

Maar het gebruikte hogesterktebeton heeft wel als nadeel dat het minder makkelijk verwerkbaar is. De maakbaarheid van een 100 mm dik liggerlijf met enkelsnedige wapening kan hierdoor lastiger zijn en zal dus voordat deze toegepast wordt verder onderzocht moeten worden.

10.1.7 Ribben

De toegepaste smalle liggerlijven maken de liggers instabiel. In het meest extreme geval zal de dikke bovenflens op een lijf van 100 mm rusten. Dit zorgt voor een aantal problemen, zoals een zeer lage dwarsafschuiftijfheid. Om het lijf voldoende sterk te maken tegen de buigende momenten in het lijf zal dan bijzonder veel wapening noodzakelijk zijn. Ook zou in zo'n geval de ligger nooit enigszins schuin vervoerd mogen worden omdat dan het risico bestaat dat de bovenflens afbreekt.

Daarom wordt het lijf gesteund door ribben die aan het liggerlijf worden geplaatst. Deze ribben vergroten de buigstijfheid van het lijf aanzienlijk. Deze hogere buigstijfheid van de ligger vermindert het lokale buigende moment ter plaatse van de voeg tussen de liggers. Ook maken de ribben het mogelijk om de dwarsvoorspanning goed in de randligger te verankeren. Voor het transport is de stabiliteit van de bovenflens op deze manier verzekerd. Tenslotte dienen deze ribben ook om te voorkomen dat het eventueel zeer dunne lijf kan uitknikken door de dwarskracht.



Figuur 10-11 een schets van het bovenaanzicht van de ribben die aan het liggerlijf zijn bevestigd.

De ribben hebben een standaard breedte van 500 mm, zowel voor de veld als voor de randligger. Deze dikte is gekozen om voldoende ruimte te hebben om de dwarsvoorspanning te verankeren in de randliggers. Om de rand en veld liggers zoveel mogelijk gelijk te houden wordt dit ook voor de veldliggers toegepast. Ook voor de veldliggers heeft dit een positief effect omdat de beugelwapening voor de opname van de dwarsbuiging het lijf, hierdoor goed te plaatsen is.

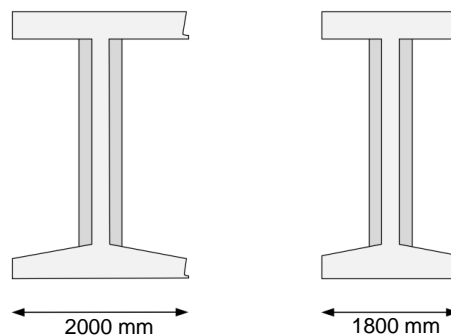
De ribben voor de veldliggers hebben een dikte van 160 mm. Deze dikte is zo gekozen dat er voldoende ruimte is om de wapening, voor het opnemen van de buiging, geplaatst kan worden. Er is uitgegaan van 4 staven $\varnothing 16$ mm die geplaatst worden zoals geschetst in Figuur 10-11. Deze ribben worden, net als de dwarsvoorspanning op een hart op hart afstand van 1,2 meter geplaatst. Voor de lagere liggers van kortere overspanningen kan het noodzakelijk zijn de ribben te verbreden omdat bij deze brugdekken de dwarsmomenten op de lijven groter zijn dan voor de liggers van het brugdek met een overspanning van 100 meter.

De ribben in de randliggers zijn verdikt uitgevoerd omdat deze ook als verankering van de dwarsvoorspanning dienen. Deze verankering is beschreven in paragraaf 10.1.13.

10.1.8 Randligger

De randliggers zijn in dit brugdek belangrijker dan bij een van de bestaande prefab ligger brugdekken. Dit is omdat de dwarsvoorspanning verankerd is in deze randliggers. Zonder deze dwarsvoorspanning kan de belasting niet efficiënt gespreid worden over het brugdek en zal de gewenste slankheid niet mogelijk zijn. Deze verankering zal er voor zorgen dat de randliggers ongeveer een 7% hoger eigengewicht zullen hebben dan de veldliggers. De randligger is dus maatgevend voor de haalbaarheid van een overspanning bij een gekozen constructiehoogte.

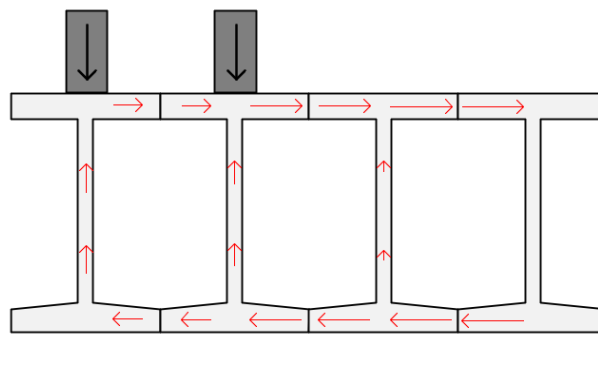
Zoals vermeld is de veldligger ontworpen met een vaste werkende breedte van 2 meter. Om toch brugdekken in alle wenselijke breedtes te kunnen maken, zal hiervoor de randligger een variabele breedte krijgen. Dit heeft wel tot gevolg dat voor zeer smalle randliggers, smaller dan 1,2 meter, de dwarsvoorspanning dichter bij elkaar geplaatst moet worden om te zorgen voor een uniforme drukspanning in de voeg. Ook kan de stabiliteit van de randligger tijdens het hijsen een probleem worden door de lage buigstijfheid voor buiging om de z-as.



Figuur 10-12 een schets van de dwarsdoorsnede van de randliggers, met een standaard randligger links en een symmetrisch versmalde randligger rechts.

De keuze voor een variabele randligger is gemaakt om te voorkomen dat de veldliggers in verschillende breedtes gemaakt moeten worden. De voeg tussen de liggers kan namelijk nauwelijks gebruikt worden om te variëren in de breedte van het brugdek. De randliggers worden hierdoor wel lastiger te produceren, maar door de aanwezigheid van de verankeringen voor de dwarsvoorspanning zijn deze toch al lastig te produceren. Op deze manier worden zoveel mogelijk productietechnische uitdagingen geplaatst in de randliggers zodat de andere liggers relatief eenvoudig te produceren zijn.

De randligger wordt belast door een grotere dwarskracht dan de veldliggers. De oorzaak hiervan is dat de torsie in het brugdek nabij de brugdekrand in een dwarskracht rondloopt. De schuifstromen ten gevolge van de torsie in het brugdek zijn geschetst in Figuur 10-13. Daarom is het zinvol zijn om een aparte dwarskracht berekening te maken voor de randliggers en op deze manier de hoeveelheid dwarskrachtwapening en lijfdikte in de veldliggers te reduceren.

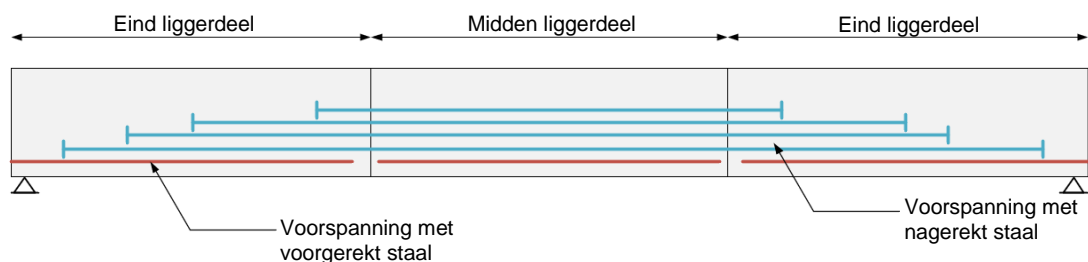


Figuur 10-13 een schets van het verloop van de schuifstromen ten gevolge van torsie in het brugdek.

Voor het brugdek is geen unieke randligger ontworpen, het ontwerp van de I-vormige standaard ligger is als basis genomen en aangevuld met de verankering van de dwarsvoorspanning. Deze verankering is beschreven in paragraaf 10.1.13. Om het ontwerp te verbeteren kan het zinvol zijn om een aparte randligger te ontwerpen, met bijvoorbeeld een meer gewicht besparend ontwerp van de randverankering. Ook kan deze beter ontworpen worden op een aanrijbelasting tegen de uitstekende onderflens, bij de hierboven beschreven randligger kan dit namelijk een probleem vormen.

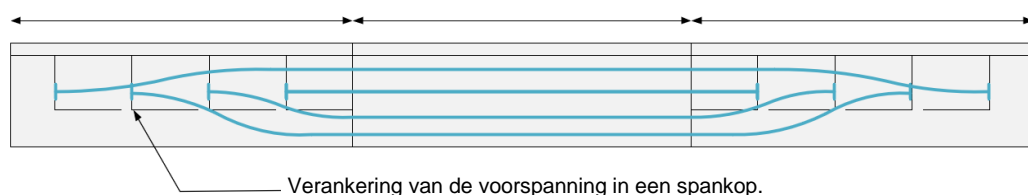
10.1.9 Voorspanning in de lengterichting

De voorspanning in de lengterichting van de liggers bestaat uit twee soorten voorspanning. De eerste fase voorspanning wordt in de fabriek aangebracht in de liggerdelen en bestaat uit voorspanning met voorgerekte staal. Deze voorspanning draagt beperkt bij aan de sterkte van de constructie, maar is noodzakelijk om de liggerdelen ongescheurd naar de bouwlocatie te kunnen vervoeren. De tweede fase voorspanning bestaat uit voorspanning met nagerekt staal en wordt op de bouwlocatie aangebracht om van de 3 liggerdelen een lange ligger te maken. Deze voorspanning zal het grootste deel van de belasting dragen.



Figuur 10-14 een schets van de 3 liggerdelen met het schematische verloop van de voorspanning in de drie liggerdelen.

Alle voorspanning in de lengterichting zal geplaatst worden in de onderflens. De voorspanelementen worden niet omhoog gebogen door het lijf, maar worden op verschillende afstanden vanaf de oplegging verankerd. Hierdoor wordt de dikte van het lijf niet beïnvloed door de aanwezigheid van voorspankanalen. Op deze manier wordt het concept van onthechte strengen op een grotere schaal en met nagerekt staal toegepast. De verankering van de voorspanning in de ligger is noodzakelijk om trekspanningen in de bovenflens te voorkomen.



Figuur 10-15 een bovenaanzicht van het verloop van de voorspankabels door de onderflens van de 3 liggerdelen.

Deze onderflens is zodanig ontworpen dat de voorspanning noodzakelijk voor een brug met een overspanning van 100 meter er in past. Hierbij is uitgegaan van minimaal 49 voorspanstrengen $\varnothing 15,7$ voorspanning met voorgerekt staal en 8 voorspankanalen met een diameter van 112 mm voor de voorspanning met nagerekt staal. In dit type stalen voorspankanaal passen maximaal 22 strengen $\varnothing 15,7$ [28] zodat het maximaal aantal voorspanstrengen in de onderflens op 225 komt. Eventueel kunnen 4 kanalen vergoot worden tot een diameter van 122 mm zodat er 27 strengen in passen. Hierdoor zullen er wel een aantal voorspanstrengen met voorgerekt staal komen te vervallen, het nieuwe aantal is in de tweede kolom van de tabel weergegeven als de alternatieve indeling. Deze indeling is noodzakelijk voor de randliggers van de 100 meter lange overspanning.

De in de onderflens toegepaste voorspanning met nagerekt staal is van de Fabrikant DYWIDAG-Systems International, kortweg DSI, alle informatie specifiek gerelateerd aan dit

voorspanstelsysteem is afkomstig uit de ETA-13/0815 [28]. Er is gekozen voor dit systeem van DSI vanwege de grote range aan verschillende verankeringen die beschikbaar is en omdat er bij Spanbeton ervaring is met dit voorspanstelsysteem. Maar eventueel kan ook gekozen worden voor een gelijkwaardig systeem van een andere leverancier.

Er is gekozen voor 8 voorspankanalen omdat hierdoor een balans is gevonden tussen de wens om zo weinig mogelijk verankeringen te moeten gebruiken en de wens om de onderflens zo dun mogelijk te maken. Het toepassen van minder, maar dikkere kanalen zou immers leiden tot een verdikking van deze onderflens en dus een hoger eigengewicht.

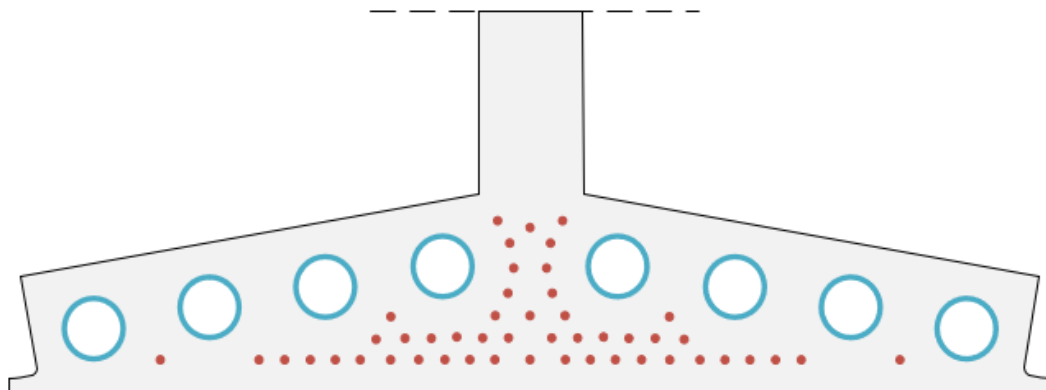
Beide type voorspanning maken gebruik van hetzelfde type voorspanstaal 7-draadsstrengen met een nominale diameter van 15,7 mm en een oppervlakte van 150 mm². De strengen hebben een treksterkte van 1860 N/mm².

In de onderstaande tabel zijn de verticale posities van de voorspanelementen opgesomd. In Figuur 10-16 is de inrichting van de onderflens geschetst met de gebruikte tussenafstanden tussen de voorspanelementen.

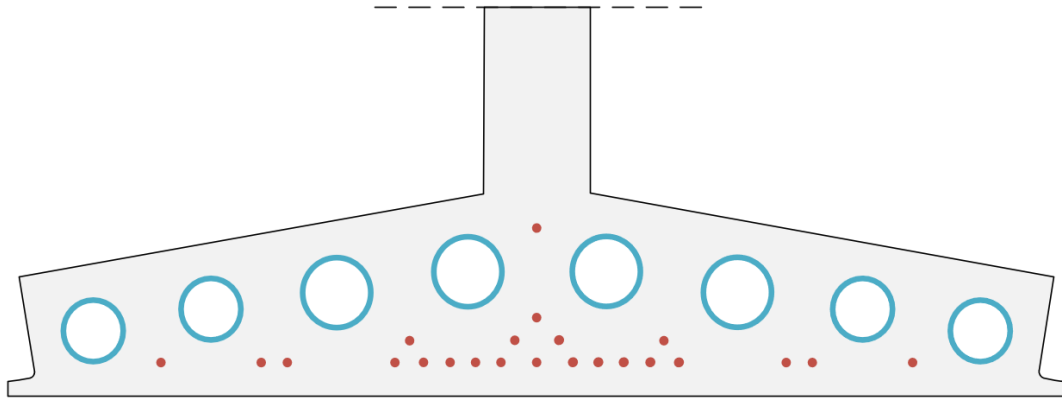
Voorspanning		
Standaard indeling	Alternatieve indeling	Hoogte in de doorsnede:
23 strengen	17 strengen	Z = 62
12 strengen	4 streng	Z = 104
2 * 22 strengen	2 *22 strengen	Z = 121 + 18* = 139
5 strengen	1 streng	Z = 145
2 * 22 strengen	2*22 strengen	Z = 160 + 18* = 178
2 strengen	-	Z = 186
2 * 22 strengen	2*27 strengen	Z = 198 + 18* = 216
2 strengen	-	Z = 234
2 * 22 strengen	2*27 strengen	Z = 238+ 18* = 256
2 strengen	-	Z = 301
1 streng	1 streng	Z = 310
2 strengen	-	Z = 323

* 18 mm is de excentriciteit in een kanaal type 2 geschikt voor 22 tot 27 strengen volgens ETA-13/0815 bijlage 3 [28, p. 30].

Tabel 10-2 een tabel met de mogelijke posities voor voorspanning in de onderflens.



Figuur 10-16 een schets van de voorspanning in de onderflens, volgens de standaard indeling. Met in rood de posities van de enkele voorspanstrengen en in blauw de posities van de voorspankanalen geschikt voor 22 stengen per stuk.



Figuur 10-17 een schets van de voorspanning in de onderflens volgens de alternatieve indeling. De vier middelste voorspankanalen zijn geschikt voor 27 strengen per stuk.

De voorspanning met voorgerekt staal ligt zoveel mogelijk onder in de doorsnede. Hiervoor is gekozen omdat de voorspanning met voorgerekt staal een groter voorspanverlies heeft dan de voorspanning met nagerekt staal. Door dit groter verlies heeft de voorspanning met voorgerekt staal meer capaciteit over totdat deze de uiterste rek bereikt. In de uiterste grenstoestand zal het laagst gelegen staal de grootste rek ondervinden, door de voorspanning met voorgerekt staal het laagst in de doorsnede te plaatsen, kan zo veel mogelijk van de rekcapaciteit van het staal benut worden.

De voorspanning met voorgerekt staal is ook zoveel mogelijk geconcentreerd onder het lijf. Hiervoor is gekozen omdat deze voorspanning doorloopt tot het einde van de ligger en dus ook dient als trekband. Door deze voorspanning recht onder het lijf van de ligger te plaatsen kan de drukboog uit het lijf direct opgenomen worden door de voorspanning en worden spatkrachten verminderd.

Dekking en minimale tussenafstanden van de voorspan elementen

De minimale onderlinge afstand tussen de voorspankanalen is gegeven in NEN 1992-1-1 8.10.1.3 (3). De minimale onderlinge afstand voor de voorspankanalen in de onderflens is bepaald door de diameter van de kanalen en is 112 millimeter. De minimale afstand tussen de voorgerekt spanelementen is gegeven voor het verankeringsgebied en is minimaal 2 maal de diameter zodat de minimale hart op hart afstand tussen de strengen gelijk is aan 48 mm.

De minimale dekking, c_{min} op de voorspankanalen wordt bepaald door de benodigde constructieve dekking, de korrelgrootte en duurzaamheidseisen zijn niet maatgevend. De dekking is bepaald volgens NEN 1992-1-1 NB 4.4.1.2 (3), als de gelijkwaardige diameter van de hoeveelheid voorspanstaal in het kanaal. Deze is voor de beschreven maximale hoeveelheid voorspanstaal gelijk aan $\sqrt{3300/\pi} * 2 \approx 65$ mm. De minimale dekking op de voorgerekte voorspanelementen in de verankeringszone is 1,5 keer de diameter gerekend vanaf het hart van de voorspanstreng tot de rand van de doorsnede volgens NEN-EN 1992-1-1 4.4.1.2 (3). Er is gerekend met een dekking van 62 millimeter vanaf het hart van de voorspanstreng tot de rand van de doorsnede omdat de voorspanstreng nog omsloten moet kunnen worden door een wapeningsbeugel $\varnothing 12$ mm (dit wordt ook toegepast op de liggers van Spanbeton).

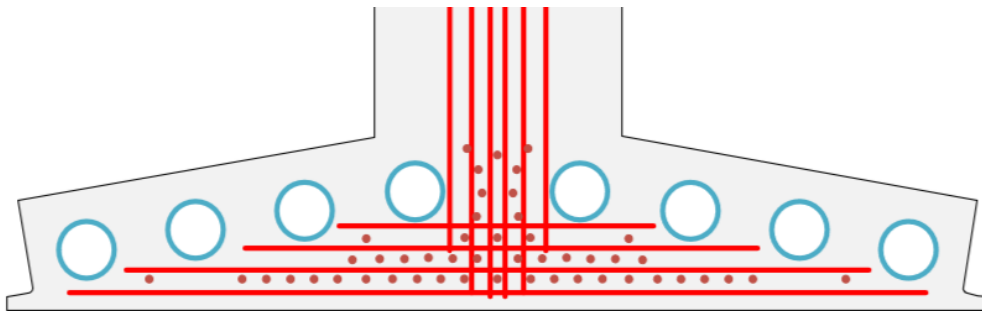
Een minimale afstand tussen de voorspanning met voor- en nagerekt staal is niet voorgeschreven door een van de gebruikte normen of richtlijnen. Deze afstand is geschat op het gemiddelde van de vereiste afstand tussen de voorspankanalen en de voorspanstrengen, deze afstand is dus 80 mm.

De gegeven dekkingen en onderlinge afstanden tussen de voorspanelementen volgen uit de constructieve eisen om bijvoorbeeld de ringtrekspanningen op te nemen. Maar de gebruikte betonsterkteklasse heeft hier geen invloed op, dus voor een C12/15 worden dezelfde tussenafstanden en dekkingen gebruikt als voor een C90/105. Dit doet vermoeden dat de beschreven waarde hier extreem conservatief zijn voor de gekozen betonsterkteklasse. Dit is een nadeel, omdat de hier gehanteerde dekkingen dus niet noodzakelijk zijn maar wel

aanzienlijk veel eigengewicht aan de constructie toevoegen. Het kan dus zinvol zijn om met onderzoek aan te tonen dat kleinere onderlinge afstanden en dekkingen op de voorspanelementen ook mogelijk zijn voor de toegepaste hoge betonsterkteklasse.

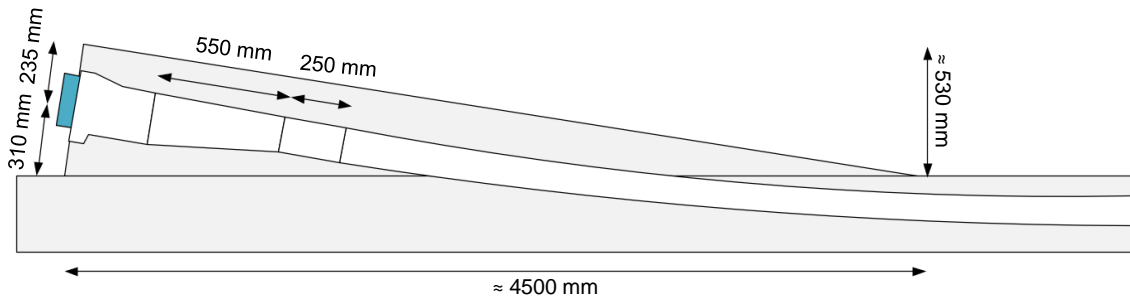
10.1.10 Verankering van de voorspanning in de lengterichting

De eerste fase voorspanning, de voorspanning met voorgerekt staal wordt aangebracht in de fabriek met de methode die nu voor prefab liggers gebruikelijk is. De voorspanstrengen worden verankerd door de eigen aanhechting in het beton. Om de spanningen in de liggerdelen en in de samengestelde ligger te beperken kunnen sommige strengen onthecht worden. Nabij de koppen is splijtwapening noodzakelijk om het spijten van de kop te voorkomen. De ribben van de ligger zijn bij de randen extra breed gemaakt, zie hiervoor Figuur 10-22. Hiervoor is gekozen om voldoende dwarskrachtcapaciteit in de voeg te hebben maar ook om in de rib voldoende ruimte te hebben om extra splijtwapening te kunnen plaatsen. Ook in de onderflens moeten beugels worden aangebracht om de voorspankracht te verankeren, maar omdat de voorspankanalen veel constructieve dekking nodig hebben is hier voldoende ruimte voor.



Figuur 10-18 een schets van de mogelijke wapening in de kop voor de verankering van de voorspanning met voorgerekt staal.

De tweede fase voorspanning, de voorspanning met nagerekt staal wordt verankerd in een spankop. Deze spankop buigt op vanuit de onderflens zodat er ruimte is voor de verankering en het spannen van de voorspanning, dit detail is geschetst in Figuur 10-19.



Figuur 10-19 een schets van de spankop waarmee de tweede fase voorspanning in de lengterichting in verankerd wordt op de onderflens.

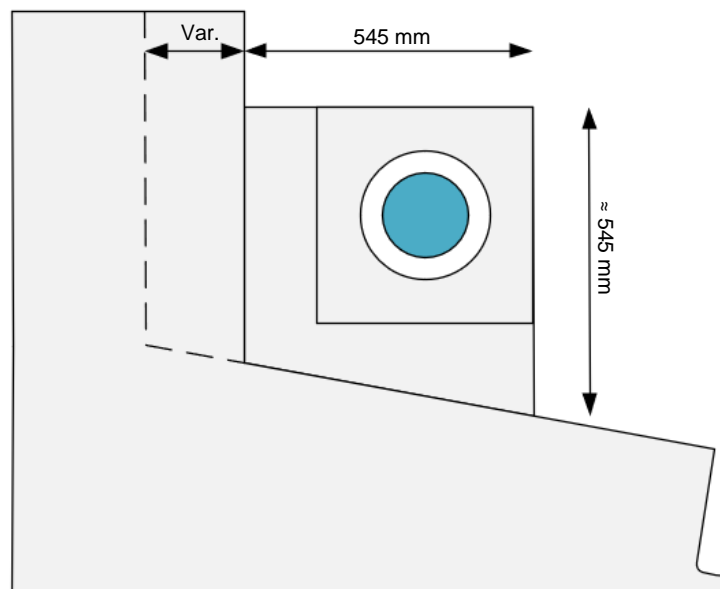
De verankering die gebruikt wordt om de 22 strengen per kanaal te verankeren is van het type Multiplane anchor 22 van DSI volgens ETA-13/0815. Aangenomen is dat de ligger vanaf beide zijde wordt gespannen, om de verliezen te verminderen. Maar als het grotere voorspanverlies door wrijving geen probleem is kan ook vanaf een zijde gespannen worden. Onafhankelijk van de spanmethode wordt aan beide zijde van de ligger een gelijke verankering gebruikt. In de situatie dat een groter kanaal met 27 voorspanstrengen wordt toegepast zal een iets grotere spankop en verankering noodzakelijk zijn.



Figuur 10-20 een afbeelding van het Multiplane anchor toegepast voor het verankeren van de voorspanning.

De spankop is zo ontworpen dat de vijzel (van het type 6,800 [34] [35]) voldoende ruimte heeft om de strengen te spannen, hiervoor moet de span kop niet te schuin lopen. Dit zorgt ervoor dat de spankop een lengte van ongeveer 4,5 meter heeft en een hoogte van 530 mm. De verankering is zo recht mogelijk geplaatst om de verticale slijtkrachten te verminderen en de wrijvingsverliezen in het gekromde deel van het voorspankanaal te verminderen. De verankering bestaat uit het anker, gevolgd door een overgangsbuis hierna komt een recht stuk van minimaal 250 mm volgens de ETA [28, p. 19]. Hierna buigt het kanaal de flens in met een radius van ongeveer 60 m.

De spankop wordt zo geplaatst dat er voldoende ruimte is om de vijzel naast de ribben te plaatsen om zo voldoende ruimte te hebben om de voorspanning te kunnen spannen. De hoogte van spankop is ook zo gekozen dat de vijzel hier te plaatsen is. Het vooraanzicht van de spankop, met de gebruikte afmetingen is geschetst in Figuur 10-21. De afstand tussen het lijf en de rib is variabel en afhankelijk van de lijf en ribdikte. De spankop is zo ontworpen dat deze voldoet aan minimale afmetingen volgens ETA-13/0815, maar ook hierbij zijn alleen afmetingen en spijtwapening gegeven voor lage betonsterkteklasse. De gegevens van de hoogste gegeven betonsterkteklasse zijn gebruikt, dit is C35/45.



Figuur 10-21 een schets van het vooraanzicht van de spankop, met de afmetingen geschikt voor het multiplane anchor voor 22 strengen van DSI.

Deze spankop is ontworpen voor een verankering van 22 strengen, voldoende voor een overspanning van 100 meter. Voor korte overspanningen kunnen kleinere voorspankanalen en kabels gebruikt worden. Dit biedt ook de mogelijkheid deze te verankeren in een kleinere spankop. Aangenomen is dat als de voorspanning voor een 100 meter lang brugdek voldoet, voor kortere overspanningen het ook mogelijk is om de voorspanning in de onderflens in te passen.

Om de voorspanning te verankeren zal er splijtwapening rondom worden aangebracht. Dit betreft zowel de spiraal- en beugelwapening die door de ETA van het voorspanstelsel wordt voorgeschreven als de wapening om de voorspankracht de ligger in te leiden. De schematisering en rekenmethode, gebruikt om de hoeveelheid wapening te bepalen is beschreven in paragraaf 11.9.11. In het lijf direct bij de verankering is relatief veel splijtwapening noodzakelijk. Om voldoende ruimte te hebben om deze wapening te plaatsen kan het noodzakelijk zijn om de ribben direct ter plaatse van deze verankering te verbreden om zo meer ruimte te hebben voor het plaatsen van deze wapening.

10.1.11 Voegen tussen de liggerdelen

De relatief korte liggerdelen worden onderling verbonden tot de complete ligger door middel van een mortelvoeg. Tevens loopt de tweede fase van de voorspanning, de voorspanning met nagerekt staal door deze voeg.

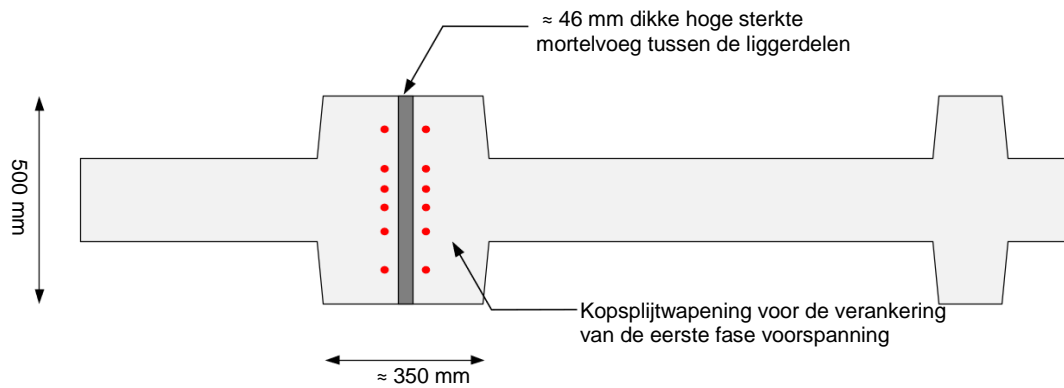
Ondanks dat een mortelverbinding relatief veel tijd kost om te maken en te verharden is toch voor deze oplossing gekozen. Het belangrijkste voordeel van deze mortelverbinding is namelijk dat maatafwijkingen tussen de liggerdelen, die er zeker zullen zijn, gecorrigeerd kunnen worden in de voeg. Hierdoor hoeft er bij de productie van de liggerdelen niet onnodig veel werk besteed te worden aan het passend maken van de kopvlakken, wat wel noodzakelijk is voor een lijm of droge verbinding. Iets wat ook bijzonder lastig zal worden door het gebruik van voorspanning met voorgerekt staal.

Ook kunnen in deze verbindingen verschillen in de opbuiging van de prefab liggerdelen gecorrigeerd worden. Deze opbuiging is namelijk nooit exact te berekenen. Eventuele verschillen in de opbuiging zullen later een probleem vormen bij het maken van de voegen tussen de totale liggers en gebruikelijke methode om de zeegverschillen tussen de ligger te corrigeren, bijvoorbeeld knevelen, zijn niet mogelijk vanwege de minimale drukspanningseis in de voeg.

De liggerdelen kunnen ook onderling uitgewisseld worden, zodat uiteindelijk de best passende combinatie van de constructiedelen gemaakt kan worden. De voordelen van deze mortelverbinding wegen op tegen het meerwerk op de bouwlocatie van deze verbinding. Zeker omdat relatief weinig verbindingen, slechts twee per ligger gemaakt hoeven te worden.

Tenslotte is ook niet gekozen voor een voeg met doorgaande betonstaalwapening in de onderflens. Omdat uit de analyse van de voorspanning is gebleken dat in veel gevallen de uiterste grenstoestand vaak maatgevend is voor de hoeveelheid voorspanning in de doorsnede en niet de minimale drukspanningseis die NEN 1992-2 NB stelt aan voegen zonder doorgaande betonstaalwapening. Dit is een gevolg van de gekozen gevolgklasse en de gewenste slankheid van de constructie.

De voeg zal, voor een brugdek met een overspanning van 100 meter, op ongeveer 1/3 van de overspanning liggen, daarom zal de voeg een grote momentcapaciteit moeten hebben. Dit heeft tot gevolg dat de mortel in deze voeg een sterkteklasse moet hebben gelijk aan die van de prefab liggerdelen, dus C90/105. Deze sterkteklasse mortel is wel verkrijgbaar, maar niet veelvoorkomend. Er zal dus nog onderzocht moeten worden of deze mortel aan alle gestelde eisen voldoet. Voor voegen die dicht bij de opleggingen liggen is een lagere sterkteklasse ook voldoende. Deze mortel moet bij voorkeur ook zo snel mogelijk verharden en relatief weinig krimp en kruip vertonen.

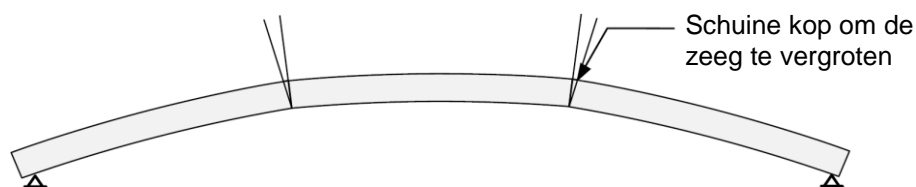


Figuur 10-22 een schets van het liggerlijf met de verdikkende rib ter plaatse van de voeg tussen de liggerdelen voor een ligger met een lengte van 100 meter.

De voeg tussen de liggerdelen is ter plaatse van een rib op het liggerlijf. Hierdoor is een groter oppervlakte beschikbaar om de dwarskracht over te dragen tussen de liggerdelen. Dit oppervlakte van de prefab liggerdelen moet geprofileerd zijn volgens NEN-EN 1992-1-1 6.2.5 figuur 6.9 om de overdracht van de dwarskracht in de voeg te kunnen verzekeren. Om de overdracht van de dwarskracht over het volledige oppervlakte te kunnen garanderen moet de rib een grote dikte hebben om de drukdiagonaal te kunnen spreiden over het volledige oppervlakte van het aansluitvlak. Hiervoor is ook splijtwapening noodzakelijk.

Voor een brugdek met een overspanning van 100 meter is deze extra brede rib niet noodzakelijk voor de overdracht van de dwarskracht in het aansluitvlak. De standaard breedte van het lijf is meer dan voldoende voor de overdracht van de dwarskracht. De rib heeft daarom een beperkte breedte, zodat het eigengewicht niet teveel toeneemt. Vanwege de functie als verankering voor de voorspanning is de rib wel aanwezig.

Om de zeeg, de opbuiging van de liggerdelen aan te kunnen passen zonder dat dit invloed heeft op de hoeveelheid voorspanning kan de scheefstand van de liggerkop aangepast worden aan de gewenste zeeg. Hiervoor moet de hoek van het kopvlak van de te combineren liggerdelen gelijk variëren. Een hierdoor ontstaand discontinue verloop van de opbuiging van het brugdek kan onzichtbaar worden gemaakt door de esthetisch randelementen.

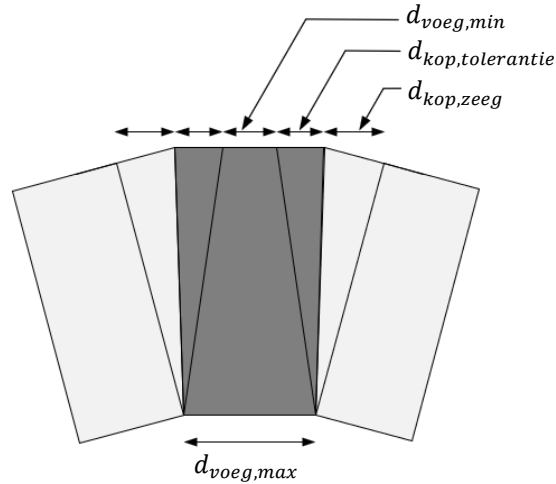


Figuur 10-23 een schets van de opbuiging van de ligger, met een schuine kop om de opbuiging te vergroten.

De dikte van de mortelvoeg is zo gekozen dat deze gebruikt kan worden om de zeeg, de opbuiging van de liggers, te corrigeren en om de onvermijdelijke maatafwijkingen tussen de segmenten te corrigeren. De maximale maatafwijkingen van de liggerdelen zijn bepaald met behulp van NEN 2889 Betonelementen - maximaal toelaatbare maatafwijkingen. Deze norm stelt maximale maatafwijkingen aan onderdelen van prefab betonelementen. Aangezien in de praktijk 98% van de maatafwijkingen binnen deze toleranties vallen [36] wordt verwacht dat door middel van deze toleranties een voeg ontworpen kan worden die in de praktijk altijd zal passen. Natuurlijk met de uitzondering van grote fouten tijdens de productie, bijvoorbeeld een verkeerde gemaakte schuinite van het kopschot.

De maximale maatafwijking op de haaksheid van de kop is 16 mm, zodat de voeg een minimale dikte van 36 mm moet hebben om deze afwijkingen te corrigeren. Dit zodat beide koppen van de liggerdelen de maximale meest ongunstigste maatafwijking kunnen hebben (zie hiervoor ook Figuur 10-24). Omdat de ontworpen liggers aanzienlijk hoger zijn dan de liggers die geproduceerd werden ten tijde van het opstellen van deze norm is de deze

minimale dikte nog met een factor 2 vermenigvuldigd. Voor de voeg is een minimale dikte $d_{voeg,min}$ van 10 mm aangehouden. De maximale dikte $d_{voeg,max}$ van de voeg is dan 82 mm. De gemiddelde dikte van de voeg wordt dan 46 mm.

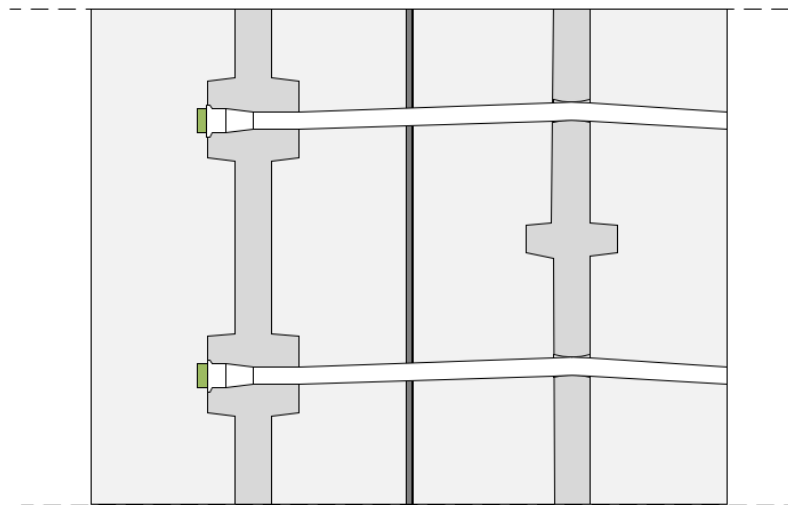


Figuur 10-24 een schets van de liggervoeg met de maatafwijkingen gemarkeerd.

De kanalen van de voorspanning in de lengterichting moeten met elkaar worden verbonden omdat deze eindigen bij de koppen van de liggerdelen. Het is belangrijk dat deze niet gaan lekken, om te voorkomen dat mortel van de voeg de voerspankanalen indringt. Hiervoor kan een kunststof verbindingsstuk gebruikt worden.

10.1.12 Dwarsvoorspanning

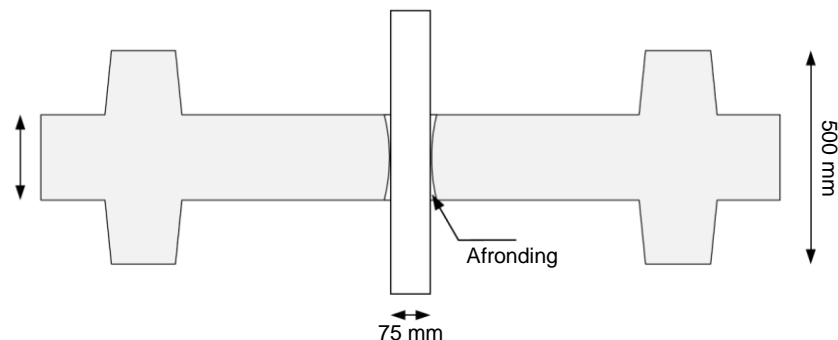
De dwarsvoorspanning bestaat uit externe voerspankabels die direct onder de bovenflens en direct boven de onderflens de liggers tot een brugdek verbinden. Het voordeel van deze externe voerspanning is dat er geen extra beton om de voerspanning aanwezig hoeft te zijn, wat het eigengewicht van het brugdek reduceert. Een ander voordeel is dat deze vorm van dwarsvoorspanning eenvoudiger passend te maken is vergeleken met de bestaande interne dwarsvoorspanning van kokerbrugdekken. De kabels kunnen namelijk tussen de lijven relatief vrij bewegen en zo eenvoudig maatafwijkingen tussen de liggers opvangen.



Figuur 10-25 een schets van het verloop van de dwarsvoorspanning, indien de twee liggers niet exact uitgelijnd kunnen worden ten opzichten van elkaar.

De toegepaste voorspanning in het brugdek is ook van de fabrikant DSI. Er is gekozen voor een systeem bestaand uit voorspanstrengen geschikt voor interne en externe toepassing. De strengen worden hierbij in kunststof (HDPE) kanalen geplaatst die vervolgens met wax of grout worden gevuld als bescherming tegen corrosie. Alle informatie over dit systeem is afkomstig uit de bijbehorende ETA-13/0979 [35]. Er is gekozen voor dit systeem vanwege de relatief lage kostprijs vergeleken met een systeem bestaand uit prefab kabels⁵. Ook zijn de kabels relatief dun zodat er slechts kleine gaten in de liggerlijven noodzakelijk zijn om de voorspanning te plaatsen. Tenslotte is dit systeem makkelijker te plaatsen dan een systeem met prefab kabels omdat het ter plekke wordt samengesteld uit relatief kleine en lichte componenten.

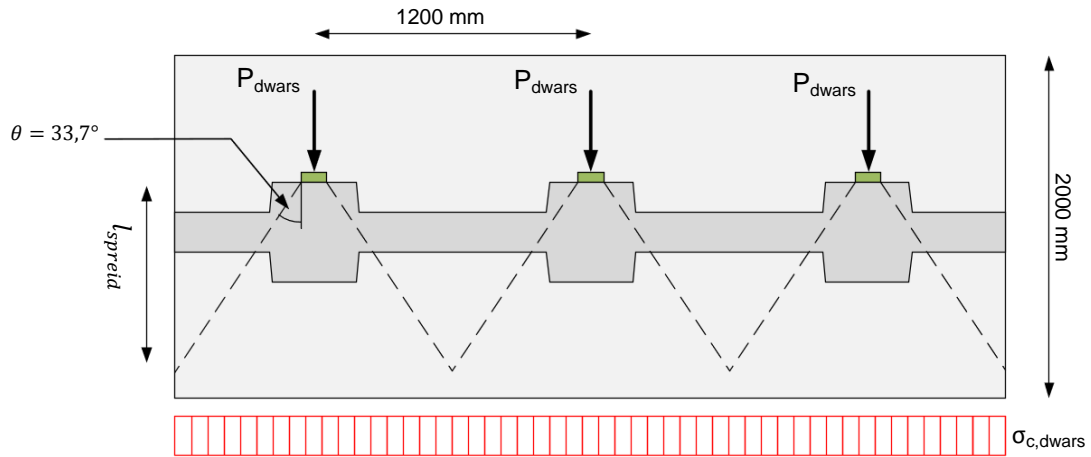
Gelijke met de voorspanning in de lengterichting maakt ook de dwarsvoorspanning gebruik van hetzelfde type voorspanstaal, Y1860S7 Ø15,7. Uit de analyse van het ontwerp blijkt dat dwarsvoorspankabels van ongeveer 5 tot 7 strengen voldoende zijn als dwarsvoorspanning voor het brugdek. Het ontwerp is daarom geschikt gemaakt voor een dwarsvoorspanning van 3 tot 9 strengen, door DSI aangeduid als tendon size: 6803 tot 6809. Eventueel kan het aantal strengen gereduceerd worden door deze weg te laten uit de verankeringsplaat [35, p. 11]. De dikte van de kunststof buizen waar deze dwarsvoorspanning doorheen gaat is 75 mm voor een 9 strengs systeem, dit is geschetst in Figuur 10-26. De gaten in de lijven worden afgerond om het doorvoeren van de voorspanning te vereenvoudigen en om kleine rotaties van de kabel toe te laten.



Figuur 10-26 een schets van de voorspanning zoals deze geplaatst wordt door het lijf van een ligger.

De dwarsvoorspanning wordt om de 1,2 meter geplaatst. Deze onderlinge afstand volgt uit de eis dat in de eerste voeg de drukspanning gelijk verdeeld moet zijn. voor de spreiding van de voorspankracht is NEN-EN 1992-1-1 8.10.3 (5) aangehouden dat stelt dat aangenomen mag worden dat de voorspankracht zich over een hoek van 33,7 graden spreid vanaf de verankeringsplaat. De minimale hart op hart afstand van de dwarsvoorspanning wordt dan geschat op $150 + \tan(33,7) * 1250 * 2 = 1817 \text{ mm}$. Dit is naar beneden afgerond zodat deze ook toegepast kan worden voor smallere randliggers, zodat een hart op hart afstand van 1200 mm is aangehouden. Dit resulteert ook in een balans tussen de voorspankracht, de benodigde ribben voor de verankering en het aantal voorspanstrengen per verankering.

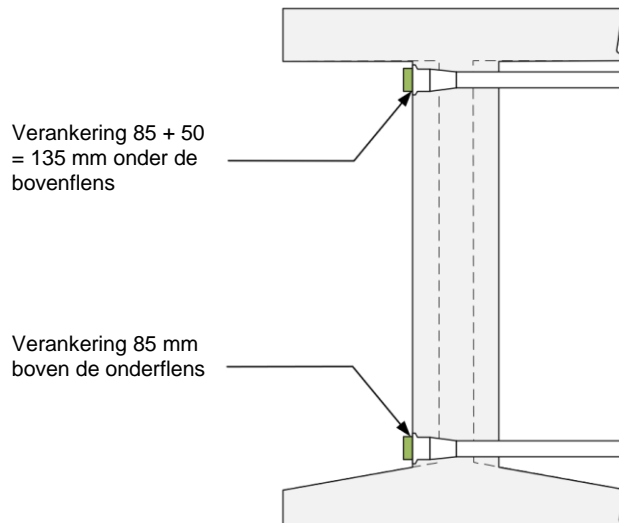
⁵Bron: DSI



Figuur 10-27 een schets van de spreiding van de dwarsvoorspanning vanaf de verankering door de flenzen van de ligger.

10.1.13 Verankering van de dwarsvoorspanning

De dwarsvoorspanning wordt verankerd in de randliggers. Daarvoor wordt een speciale extra brede rib tegen het lijf van de ligger aan geplaatst. De dwarsvoorspanning wordt zo dicht mogelijk tegen de onder- en bovenflens aan geplaatst, dit is geschetst in Figuur 10-28. Hiervoor is gekozen om de buigende momenten in het lijf en de voegen ten gevolge van de voorspanning zo klein mogelijk te houden. Dit heeft wel tot gevolg dat de voorspanning alleen gespannen kan worden door een vijzel met opzetstuk of met een mono-vijzel, er is namelijk geen ruimte onder de flens om daar een grote vijzel te plaatsen. Dergelijke vijzels zijn in principe mogelijk maar dit zal in samenwerking met DSI verder uitgewerkt moeten worden⁶.



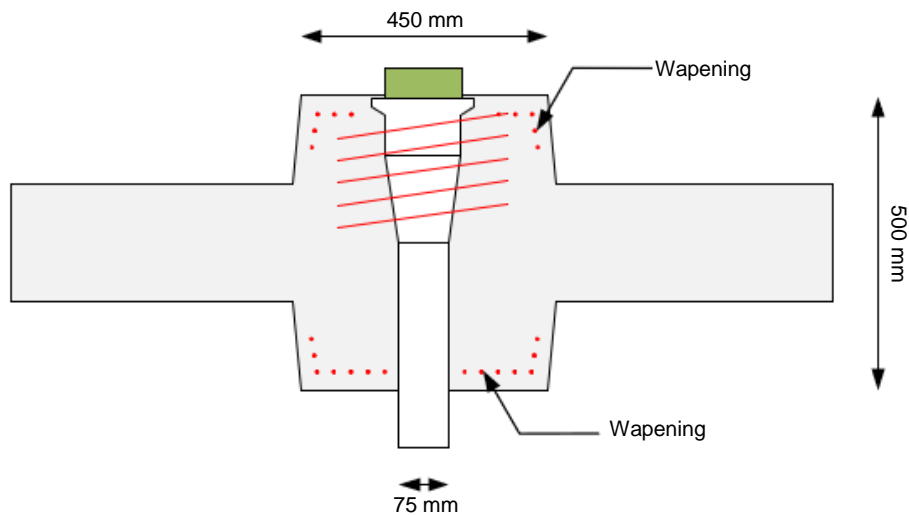
Figuur 10-28 een schets van de randligger met de plaatsing van de verankering voor de dwarsvoorspanning.

⁶ Bron: DSI

De verankering wordt tijdens de productie van de ligger ingestort in de rib. Er is gekozen voor een Multiplane anchor MA voor 5 tot 9 strengen volgens ETA-13/0979 van het voorspanstelsel. Er is gekozen voor deze verankering omdat deze een kortere lengte heeft dan het plaatanker dat ook beschikbaar is in dit voorspanstelsel. Ook is de sparing rondom de verankering kleiner zodat het eenvoudiger is om hier de benodigde wapening voor het verankeren van de dwarsvoorspanning te plaatsen.

De minimale dikte van de rib voor dwarsvoorspanning is $2 * (270/2 + 40 - 10) = 320 \text{ mm}$. Dit volgt uit de randafstand volgens de ETA, voor een verankering met 9 voorspanstrengen. Deze ribdikte is bepaald voor de betonsterkteklasse gegeven in de ETA, C35/45. Eventueel zou voor een 7 strengs dwarsvoorspanning een minimale ribdikte voor de verankering van 300 mm toegepast worden. De gebruikte betonsterkte is hoger dus deze afstanden zijn een conservatieve aanname. Een vermindering van deze ribdikte is niet altijd wenselijk omdat er voldoende ruimte moet zijn in de ribben om de wapening voor de overdracht van de voorspankracht te kunnen plaatsen.

De totale dikte van de ribben op de randliggers is bepaald als een combinatie van de ribdikte op de veldliggers en de dikte benodigd voor de verankering, vanwege de overlappende dekkingen is deze dikte vervolgens verminderd tot 450 mm. Deze dikte is voldoende ruim voor het plaatsen van de benodigde wapening voor de verankering.



Figuur 10-29 een schets van het bovenaanzicht van de rib met de verankering van de dwarsvoorspanning.

De breedte van de ribben voor de verankering is 500 mm, hetzelfde als voor de normale ribben zodat deze in dezelfde bekisting geproduceerd kunnen worden. Deze breedte van 500 mm is noodzakelijk om de buiging ten gevolge van de voorspankracht te kunnen overdragen, Deze breedte biedt ook voldoende ruimte om de overgangsbuis en spiraalwapening van de verankering in te bouwen.

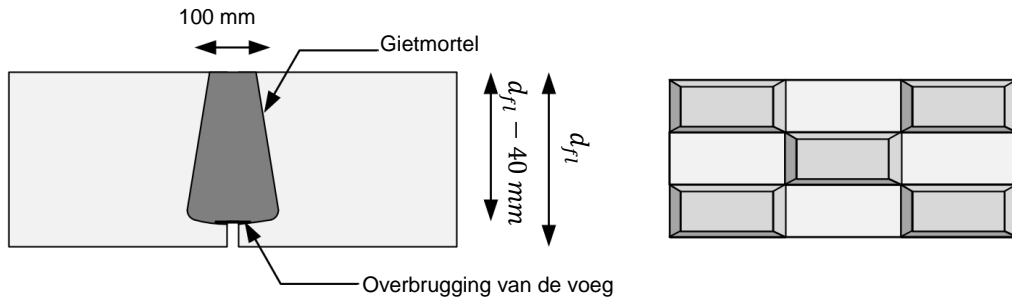
De verankering van de dwarsvoorspanning boven de onderflens kan in conflict komen met de spankop die noodzakelijk is voor de verankerking van de voorspanning in de lengterichting. In deze situatie wordt de verankering hoger in de rib geplaatst.

10.1.14 Voegen tussen de liggers

De voegen tussen de liggers hebben een gemiddelde breedte van 20 mm. Deze gemiddelde breedte is gelijk aan de voegbreedte die gehanteerd wordt tussen de onderflenzen van railbalkliggers. De tolerantie in de voeg is noodzakelijk om zijdelingse kromming van de ligger te compenseren. De grote lengte van de ligger zorgt er niet voor dat deze tolerantie ook omhoog moet. In de voegen tussen de liggerdelen kan namelijk ook de zijdelingse uitbuiging gecorrigeerd worden.

De voegen tussen de bovenflenzen en onderflenzen zijn gelijk, deze is geschetst in Figuur 10-30. De randen van de flenzen zijn in een V-vorm geplaatst om zo het voegmateriaal op te sluiten tussen de prefab flenzen met behulp van de dwarsvoorspanning. Om de voeg te storten wordt de voeg overbrugd door middel van een dun voegplankje. De zijanten van de

ligger moeten geprofileerd worden volgens NEN-EN 1992-1-1 6.2.5 figuur 6.9 om de overdacht van de schuifspanningen zonder problemen te kunnen overdragen. Deze profilering moet zowel horizontaal als verticaal aanwezig zijn omdat de afschuiving in dit vlak beide richtingen op werkt.



Figuur 10-30 een schets van de voeg tussen de flenzen van de liggers en rechts een schets van de profilering die noodzakelijk is om de schuifspanning in de voeg over te dragen.

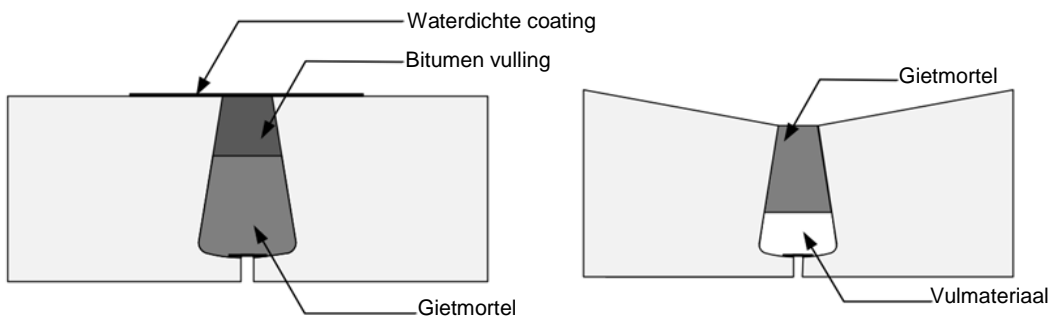
Deze voegen in de dwarsrichting hoeven in tegenstelling tot de voegen tussen de liggerdelen niet gemaakt te worden van hogesterktebeton. Over het algemeen is een betonsterkteklasse van C35/45 voldoende.

Om de waterdichtheid van deze voeg extra te verbeteren zal de voeg in de bovenflens, voor het aanbrengen van het asfalt, nog voorzien worden van een waterdichte laag, bijvoorbeeld een bitumen coating als Elastofalt [37]. De voeg tussen de onderflens zal voorzien worden van ontwateringsgaatjes zodat water uit de holle ruimte kan weglopen en niet op de bodem blijft staan.

Voegen naast de randliggers

De voegen tussen de randligger en de eerste veldligger hebben een iets andere detaillering om te voorkomen dat deze openscheuren tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning, de beschrijving van dit probleem is beschreven in paragraaf 11.9.12. De hoogte van de voegen tussen de boven en onderflens is verminderd zodat hier geen scheurvorming optreedt .

De eerste voeg tussen de bovenflenzen is verlaagd uitgevoerd, de ruimte hierboven wordt opgevuld met een bitumen of rubber mengsel. Hierbij is het van belang dat de voeg goed gevuld wordt om te voorkomen dat water de constructie in kan dringen . Net als de andere voegen tussen de bovenflenzen wordt op de bovenzijde van de voeg een waterdichte coating aangebracht. De voeg aan onderzijde is juist aan de onderzijde weggelaten, de onderzijde kan opgevuld worden met een vulmateriaal van bijvoorbeeld hout.

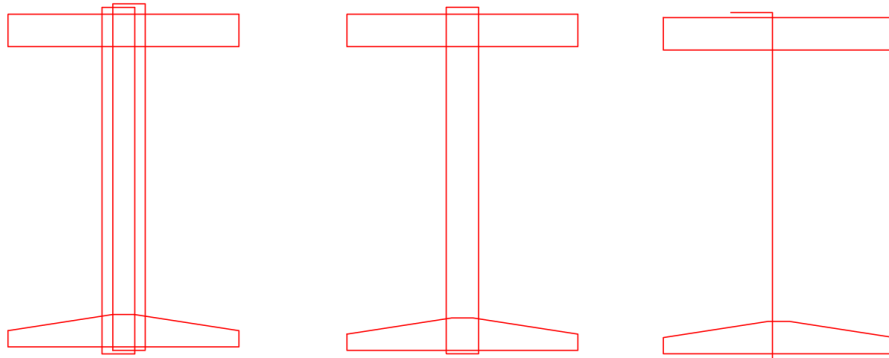


Figuur 10-31 een schets van de detaillering van de voeg bij de bovenflens (links) en de onderflens (rechts).

10.1.15 Beugelwapening

In de ligger is naast de voorspanning ook beugelwapening aanwezig. Deze beugelwapening wordt gebruikt voor het opnemen van de dwarskracht en voor de dwarse buiging van de liggerlijven en flenzen. Bij het ontwerpen van de ligger is uitgegaan van een standaard

wapeningscombinatie bestaande uit een lijfbeugel, een onderflensbeugel en een bovenflensbeugel. De lijfbeugel kan afhankelijk van de dikte van het lijf aangepast worden. Een standaard lijf van 200 mm is voorzien van een dubbelsnedige beugel, een lijf van 300 mm van een 4-snedige beugel en een lijf van 100 mm kan voorzien worden van een enkelsnedige beugel. Voor de beugelwapening is standaard uitgegaan van staven $\varnothing 12$ mm, voor de dwarskracht wapening in een lijf met een dikte van 100 mm zal dit beperkt moeten blijven tot staven $\varnothing 8$ mm.



Tabel 10-3 een schets van de globale beugelvormen zoals deze toegepast kunnen worden in de verschillende lijf breedtes. Deze vormen zijn ook gebruikt voor het toetsen van de wapening.

In de ribben is ook wapening aanwezig voor het opnemen van de buigende momenten in het lijf. Voor deze beugelwapening is standaard uitgegaan van staven $\varnothing 16$ mm. De ribben zijn ontworpen voor 4 staven $\varnothing 16$ mm per trekzone, dit voldoet bijna altijd voor het opnemen van de buiging in deze ribben. In sommige gevallen kan het noodzakelijk zijn om de ribben te voorzien van dwarskracht wapening, dit betreft zeker de korter overspanningen, maar ook voor de langere overspanningen kan deze wapening als een vorm van minimum wapening noodzakelijk zijn.

Voor de benodigde betondekking is uitgegaan van 40 mm dekking op alle vlakken behalve de bovenzijde van de bovenflens. De dekking op de bovenflens is 55 mm, omdat deze ook als rijdek dient. Deze dekking zijn in overeenstemming met de ontwerpdekkingen op de liggers van Spanbeton.

10.1.16 Hogesterktebeton

De constructie is ontworpen op het gebruik van hogesterktebeton, namelijk de hoogste sterkteklasse die volgens de normen is toegestaan, C90/105. Voor de grootste overspanningen is deze sterkte absoluut noodzakelijk om het brugdek slank en licht genoeg te kunnen ontwerpen. Maar bij minder lange overspanningen is het uiteraard mogelijk een lagere sterkteklasse te kiezen. Het gevolg van deze lager betonsterkteklasse is een minder slanke constructie en dus ook zwaarder liggerdelen.

Het hogesterktebeton mengsel heeft een aantal nadelen⁷. Het heeft bijvoorbeeld een hogere kostprijs dan een lagere sterkteklasse. Ook heeft het mengsel een ongeveer 1% hoger eigengewicht dan een voor Spanbeton gebruikelijk mengsel met een lagere sterkteklasse. Ook is het mengsel minder goed verwerkbaar, het is niet langer zelfverdichtend beton maar verdichtingsarm beton. Dit heeft tot gevolg dat er meer mensen noodzakelijk zijn om het beton goed in de bekisting te kunnen storten.

Een ander nadeel van dit hogesterktebeton is de warmteontwikkeling tijdens het verwarmen. In de massieve delen van de constructie kan de temperatuur te hoog worden tijdens het verharding. NEN-EN 13369 4.2.1.4 geeft hiervoor een maximale gemiddelde temperatuur van 65°C [38]. In de ontworpen ligger is dit vooral relevant voor de massieve bovenflens, de lijven

⁷Deze eigenschappen gelden voor het hogesterktebeton zoals dat bij Spanbeton ontwikkeld is en geproduceerd kan worden.

zijn immers relatief dun en de onderflens is doorsneden met kanalen voor de voorspanning. Voor de bovenflens kunnen dus extra maatregelen tijdens het storten noodzakelijk zijn zoals het koelen van het gestorte beton.

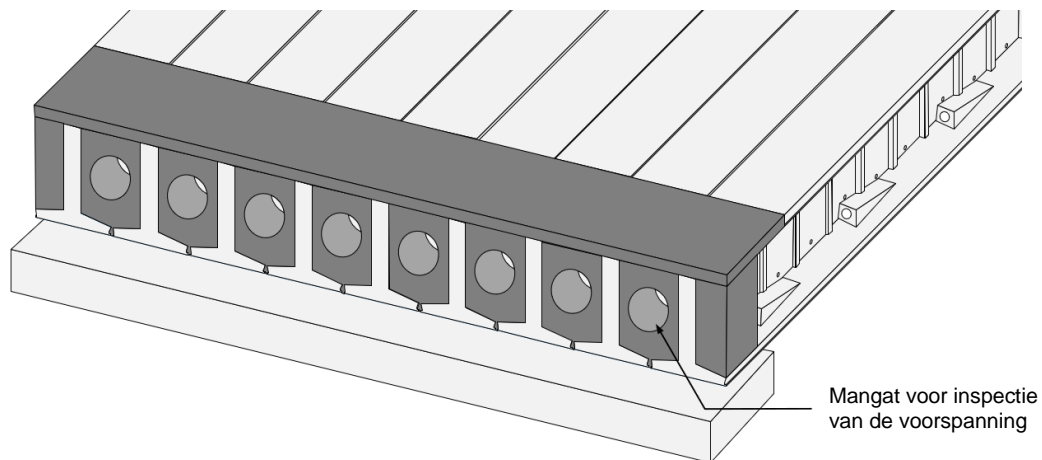
10.1.17 Einddwarsdrager

Bij de opleggingen zal het brugdek voorzien worden van een einddwarsdrager. Deze einddwarsdrager zal een breedte van 1 meter hebben en in het werk gestort worden. In de einddwarsdrager zijn gaten gemaakt zodat de holle ruimte van het brugdek toegankelijk is voor inspectie en vervanging van de externe dwarsvoorspanning. Dit wordt verplicht gesteld door Rijkswaterstaat in ROK art. 4.3 (103).

Deze einddwarsdrager wordt toegepast om grote dwarsmomenten op de lijven te voorkomen. Zonder einddwarsdrager zal nabij de oplegging, door de inleiding van de torsie een grote dwarskracht optreden, deze dwarskracht resulteert in een buigend moment in het lijf. Ook draagt de einddwarsdrager bij aan een grotere torsiestijfheid van het brugdek. Het vervangen van de opleggingen wordt ook vereenvoudigd door de aanwezigheid van deze einddwarsdrager. Tenslotte biedt de einddwarsdrager ook ruimte om bijvoorbeeld voegovergangen te monteren.

Deze einddwarsdrager maakt het wel onmogelijk om de individuele liggers te demonteren. Het is ook mogelijk de oplossing zonder deze einddwarsdrager uit te voeren, maar hiervoor zal wel de laatste zone van de ligger verdikt moeten worden om voldoende sterkte en stijfheid te hebben voor deze dwarsbuiging.

Om de einddwarsdrager te kunnen maken zal minimaal de eerste meter van de bovenflens van de totale ligger weggelaten worden. Ook worden er gaten in het lijf aangebracht waar wapeningsstaal doorheen gestoken kan worden, dit is vergelijkbaar met de werkwijzen voor de huidige railbalkliggers. De betonsterkteklasse is lager dan die van de prefab ligger omdat deze in het werk wordt gestort. Er is een sterkteklasse van C35/45.



Figuur 10-32 een schets van de einddwarsdrager toegepast in het brugdek, met tussen elke twee liggers een mangat zodat de dwarsvoorspanning geïnspecteerd kan worden.

10.1.18 Opleggingen

Iedere ligger van het brugdek zal opgelegd worden op een gewapend rubberen oplegblok, vergelijkbaar met wat nu toegepast wordt voor prefab betonnen liggers. Dit blok wordt op 0,5 meter van het liggereinde geplaatst, zodat de voorspanning voldoende verankerd is. De gebruikte oplegblokken moeten geschikt zijn voor een kracht van ongeveer 800 tot 1000 kN.

10.1.19 Hijsvoorzieningen in de ligger

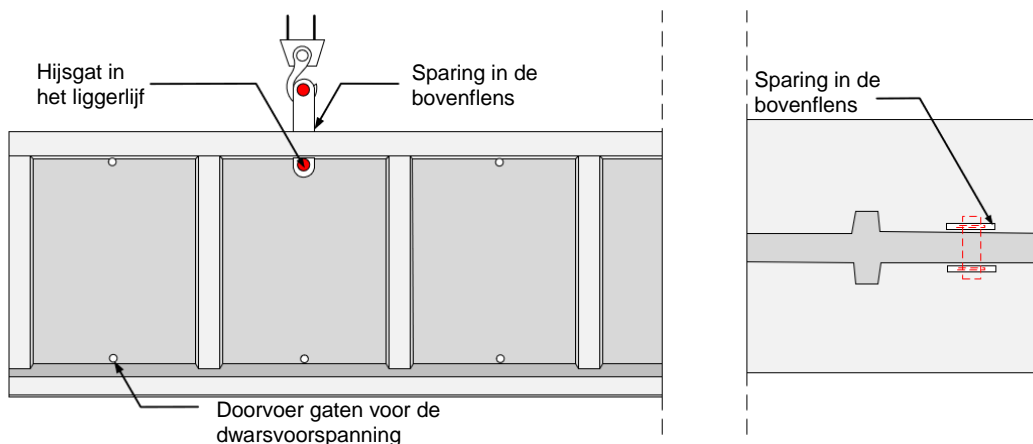
Zoals vermeld in paragraaf 10.1.2 mag bij de hoogste liggers, voor de grootste overspanning niets uitsteken boven de onderflens, om aanrijdingen tegen bestaande viaducten tijdens het transport te voorkomen. Dit heeft tot gevolg dat het niet mogelijk is om hijslussen te gebruiken. Ook een standaard hijsgat, zoals gebruikt wordt op railbalkliggers is niet geschikt voor het hijsen van deze liggerdelen, de bovenflens zit namelijk in de weg voor de hijskettingen. In de

nu volgende paragrafen zijn twee mogelijk hijsvoorzieningen beschreven, een voor het hijsen van de liggerdelen en een voor het hijsen van de totale ligger.

Hijsvoorzieningen in de liggerdelen

Om de individuele liggerdelen te kunnen hijsen zal gebruik worden gemaakt van de al aanwezige gaten voor de dwarsvoorspanning. De gaten waar de ligger aan gehesen gaat worden zijn vergroot in diameter. Tevens wordt in de bovenflens een sparing aan beide zijde van het lijf aangebracht, hier doorheen kan het hijsmiddel gestoken worden, zodat deze niet buitenom de flens geleid hoeft te worden.

De sparing in de bovenflens verzwakt de bovenflens van het brugdek. dus na afloop zal deze sparing gevuld moeten worden met een krimparme hogesterktemortel. Ook kan rond de sparing druk en splijtwapening aangebracht worden om deze te versterken. Rondom het hijsgat zal ook wapening aanwezig moeten zijn om het gewicht te dragen.



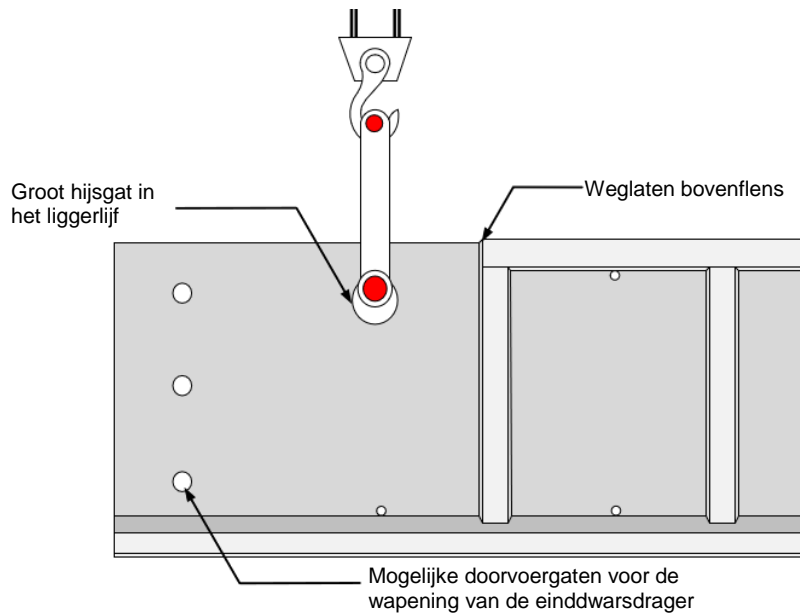
Figuur 10-33 een schets van het hijsgat aangebracht in de koppen van de liggerdelen om deze te hijsen.

Door de gekozen constructie van de hijsvoorziening kan de ligger alleen gehesen worden aan de gaten die geschikt zijn voor het hijsen van de ligger. De andere aanwezige gaten, voor de dwarsvoorspanning, kunnen niet gebruikt worden om de liggerdelen aan te hijsen. Dit voorkomt gevaarlijke fouten waarbij de liggerdelen aan niet geschikte gaten worden opgehesen.

Een nadeel van deze methode is wel dat de hijsas relatief zwaar is, waardoor deze lastig te hanteren is en dus niet eenvoudig door de ogen van het hijsmiddel en het gat in de ligger gestoken kan worden.

Hijsvoorzieningen voor de totale ligger

Om de totale ligger te kunnen hijsen zal nabij de oplegging een hijsgat aanwezig zijn. Dit hijsgat zal groter uitgevoerd worden dan de gaten voor het hijsen van de liggerdelen omdat dit hijsgat het gewicht van de totale ligger moet kunnen dragen. Voor deze hijsvoorziening hoeft geen sparing in de bovenflens gemaakt te worden. De bovenflens is namelijk al afwezig bij het einde van de ligger om de einddwarsdrager te kunnen maken. De verdikking in het lijf die aanwezig is nabij de oplegging komt nu ook van pas omdat deze het hijsgat ook versterkt.



Figuur 10-34 een schets van het hijsgat dat aangebracht wordt in de einde van de totale ligger om deze te kunnen hijsen.

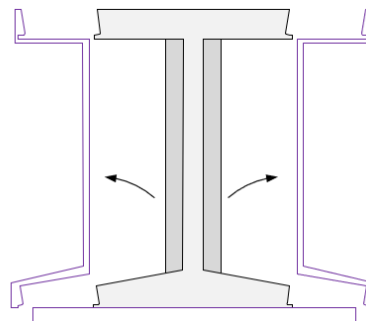
Om de stabiliteit van de totale ligger tijdens het hijsen te waarborgen zal het hijsgat in de liggers van de 100 meter brug ongeveer 5 meter vanaf de kop bevestigd moeten worden.

10.2 Productie

De productie van de individuele liggerdelen is vergelijkbaar met die van de huidige prefab liggers. Wel zal de grote hoogte van de wapeningskooien, bijna 3 meter, het zeker niet eenvoudig maken om deze in elkaar te zetten en te plaatsen in de bekisting. Tijdens de productie van de liggers wordt ook de eerste fase voorspanning, de voorspanning met voorgerekt staal in de fabriek aangebracht.

Zoals beschreven heeft de ligger niet overal in de overspanning dezelfde doorsnede. Ook zijn er om de 1,2 meter ribben aan het lijf verbonden. Dit heeft tot gevolg dat de bekisting waarin de ligger gestort wordt, aanzienlijk ingewikkelder zal worden dan wat nu gebruikelijk is voor prefab liggers. Maar dit wordt toch als noodzakelijk gezien om het gewicht van de constructie zo laag mogelijk te houden, zowel voor het transport als om de constructiehoogte te beperken.

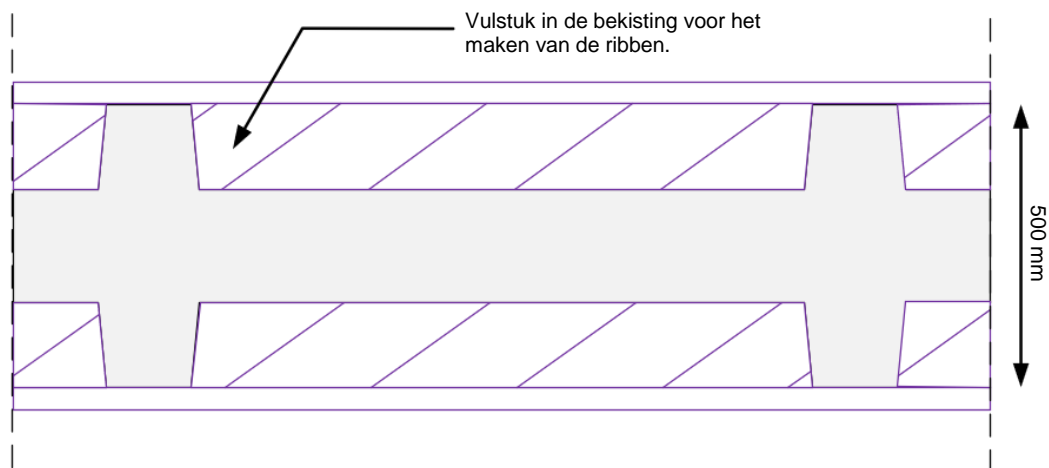
Ook zal het noodzakelijk zijn om een bekisting te maken die openschuift, in plaats van openklapt. Ander zal het niet mogelijk zijn de ligger uit de bekisting te hijsen omdat de portaalkranen niet hoog genoeg komen.



Figuur 10-35 een schets van de openschuivende bekisting die gebruikt kan worden voor de productie van de liggerdelen.

10.2.1 Productie van het liggerlijf

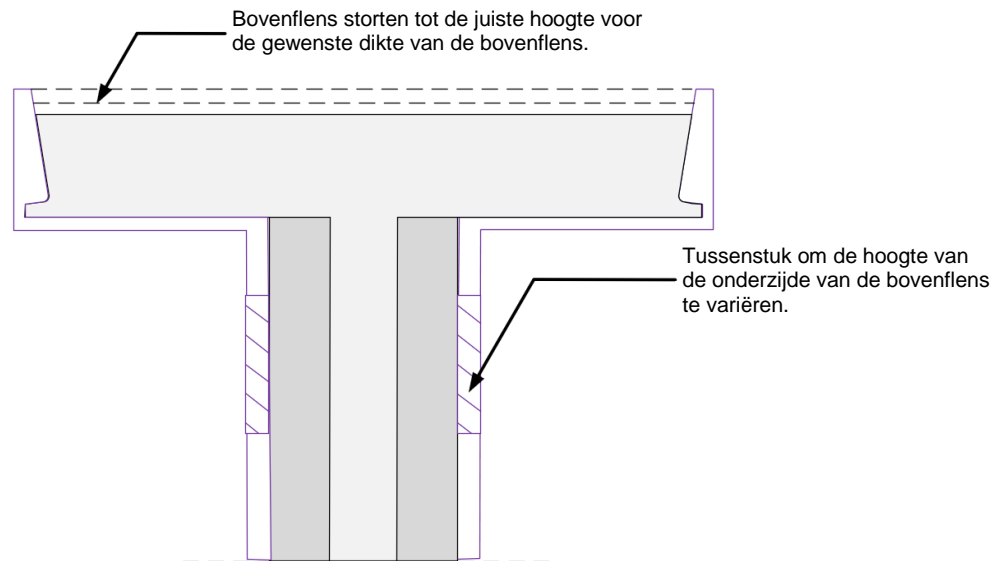
Om de bekisting zo eenvoudig mogelijk te maken en toch de verschillende liggerdelen in een gelijke bekisting te kunnen produceren heeft het lijf van de bekisting een standaard breedte van 500 mm. Om de versmalde lijven te kunnen maken worden er vervolgens vulstukken in geplaatst. Door te variëren in de breedte en dikte van deze vulstukken is het mogelijk om verschillende dikte aan ribben en lijven te kunnen produceren. De rib breedte van de rand- en veldlijggers is beide 500 mm zodat ze beide in dezelfde bekisting geproduceerd kunnen worden, door slechts andere vulstukken te gebruiken. Omdat deze vulstukken waarschijnlijk maar voor een overspanning gebruikt zullen worden kunnen deze, om kosten te besparen, van hout gemaakt worden.



Figuur 10-36 een schets van de vulstukken die gebruikt kunnen worden om de lijf breedte en ribdikte te variëren.

10.2.2 Productie van de bovenflens

De hoogte van de onderzijde van de bovenflens is variabel te maken door de bekisting op te bouwen uit modulaire elementen. Voor een ander hoogte hoeft dan alleen de hoogte van het tussenstuk aangepast te worden, dit is geschetst in Figuur 10-37. De dikte van de bovenflens kan variëren door deze op tot een ander hoogte vol te storten. Aangezien de bovenzijde van de bovenflens direct aks brugdek dient loopt deze volledig vlak. Het dikte verloop van de bovenflens wordt dus bereikt door de onderzijde van de bovenflens in hoogte te laten variëren.



Figuur 10-37 een schets van de bekisting en het variabele tussen stuk om verschillende liggerhoogtes en flensdikte te produceren.

Een ander aandachtspunt tijdens de productie van de liggerdelen is de plaatsing van de voorspankanalen. Deze kanalen moeten goed vastgezet worden in de wapeningskooi om doorbuiging tijdens het storten te voorkomen. Een ander aandachtspunt voor de productie is de juiste scheefstand en maatvastheid van het kopschot. De voeg kan een deel van de afwijking corrigeren, maar deze is niet geschikt om productiefouten op te vangen.

10.2.3 Productie van de spankop

De spankop is aanwezig bovenop de onderflens. Om deze spankop te kunnen storten zal bovenop de onderflens een extra bekistingsdeel aanwezig moeten zijn, speciaal voor het storten van deze kop. Bij het stort proces zal er extra aandacht moeten zijn voor deze zones om er zeker van te zijn dat het beton goed om deze verankering heen vloeit. Indien in dezelfde bekisting de middelste liggerdelen geproduceerd worden kan het uitstekende deel van de bekisting eenvoudig met een vulstuk dichtgemaakt worden.

10.2.4 Storten van het beton

Voor het storten van het beton zal waarschijnlijk een stortkoker gebruikt moeten worden om segregatie van het vloeibare betonmengsel te voorkomen. Deze koker kan eventueel geplaatst worden ter plaatse van de ribben zodat de onderflens goed gestort kan worden en er geen risico is op grindnesten.

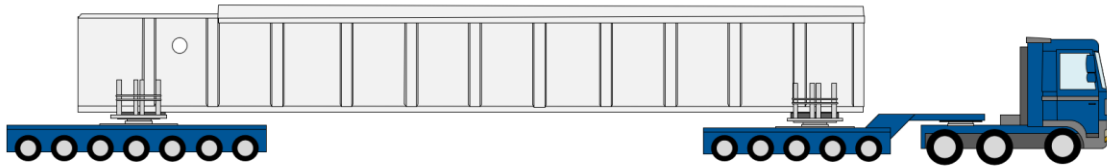
10.3 Transport

De liggerdelen worden vanuit de fabriek naar de bouwlocatie van de overspanning vervoerd. De samengestelde liggerbrug is ontworpen met als doel om deze over de weg naar de eindbestemming te vervoeren. Op deze manier is praktische elke mogelijke bouwlocatie te bereiken voor de liggerdelen. Echter voor overspanningen die toch al over het water gebouwd worden kan het zinvol zijn het transport ook over water plaats te laten vinden. Ook als de liggerdelen te hoog zijn voor transport over de openbare weg is transport per schip een mogelijke oplossing. De hier beschreven transport oplossingen zijn bepaald in overleg met transportbedrijf Van der Meijden.

10.3.1 Transport over de openbare weg

Voor het transport van de liggerdelen wordt gebruik gemaakt van een vrachtwagen-trailercombinatie zoals zichtbaar in Figuur 10-38. De liggerdelen tot een hoogte van 2,7 meter, kunnen zonder problemen over de weg vervoerd worden met de bestaande voertuigen. Liggerdelen tot 2,9 meter kunnen waarschijnlijk ook met dergelijke combinaties vervoerd

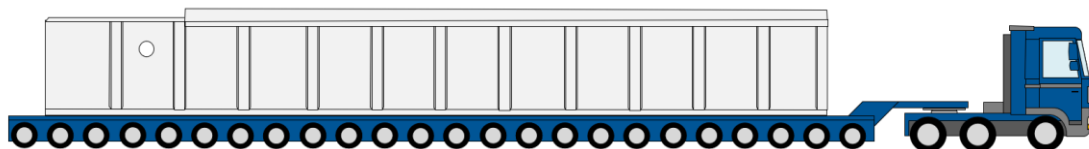
worden. Maar in dat geval zijn er wel aanpassingen noodzakelijk aan de trailer om de hoogte te verlagen.



Figuur 10-38 een schets van de trailer die geschikt is voor het transport van de liggerdelen tot een hoogte van 2,9 meter.

Liggerdelen groter dan 2,9 meter zullen lastiger te vervoeren zijn. Er kan gebruik worden gemaakt van de bestaande trailers, maar omdat deze combinatie dan hoger zal zijn dan 4,3 meter is deze eigenlijk te hoog voor transport. Of dit transport kan plaatsvinden is dan sterk afhankelijk van de eindbestemming en of er een geschikte route te vinden is die het transportgewicht aan kan en of de kunstwerken niet te laag zijn. Per bestemming zal dus uitgezocht moeten worden of er een geschikte route is en of het mogelijk is om hier toestemming voor te krijgen.

Een ander mogelijkheid om dit transport mogelijk te maken is een ander type trailer. Deze trailer bestaat uit een lange laadvloer, over de volledige lengte voorzien van wielen. Deze trailer is lager, zodat de ligger op de vrachtwagen hoger mag zijn. Een ander voordeel van deze trailer is dat de belasting van de ligger beter gespreid wordt over de lengte van het voertuig wat voordelig kan zijn voor te kruisen kunstwerken. Deze oplossing heeft echter ook twee belangrijke nadelen. Ten eerste is de draaicirkel van een dergelijk voertuig groter waardoor het transport lastiger zal worden. Ook kunnen minder makkelijk hoogteverschillen gepasseerd worden. Het grootste nadeel van deze oplossing is echter dat de trailer zelf een aanzienlijk hoger eigengewicht heeft, zodat het totale gewicht van de combinatie, ligger plus vrachtwagen, hoger dreigt te worden dan 250 ton. Deze 250 ton wordt door de transportbedrijf Van der Meijden aangehouden als maximum grens voor het totale gewicht van de combinatie.



Figuur 10-39 een schets van het tweede type trailer, bestaand uit een lange relatief lage laadvloer ondersteund door wielen over de volledige lengte.

Een derde mogelijkheid voor het transport is het ontwikkelen en bouwen van een nieuwe trailer die geschikt is voor zowel een hoog gewicht, maar ook een lage totale hoogte heeft. Het onderzoeken van de haalbaarheid van deze oplossing valt echter buiten dit onderzoek.

De liggerdelen kunnen eenvoudig door de hijsgaten en de gaten voor de dwarsvoorspanning op de vrachtwagen bevestigd worden, dit is van belang omdat voor de hoogste liggers, niets mag uitsteken boven de bovenflens om aanrijdingen met bestaande viaducten te voorkomen.

10.3.2 Transport over het water

Een alternatief voor transport over de openbare weg is transport over water. Indien het brugdek ook over water te bereiken is kan dit een geschikte oplossing zijn. Ook als de liggers te zwaar of te hoog zijn voor transport is transport over water een geschikte oplossing. Om de liggers eenvoudig op het schip te laden kunnen deze met behulp van de trailer het schip open afgereden worden. Op deze manier zijn hiervoor geen extra hijskranen noodzakelijk.

10.4 Bouwmethode

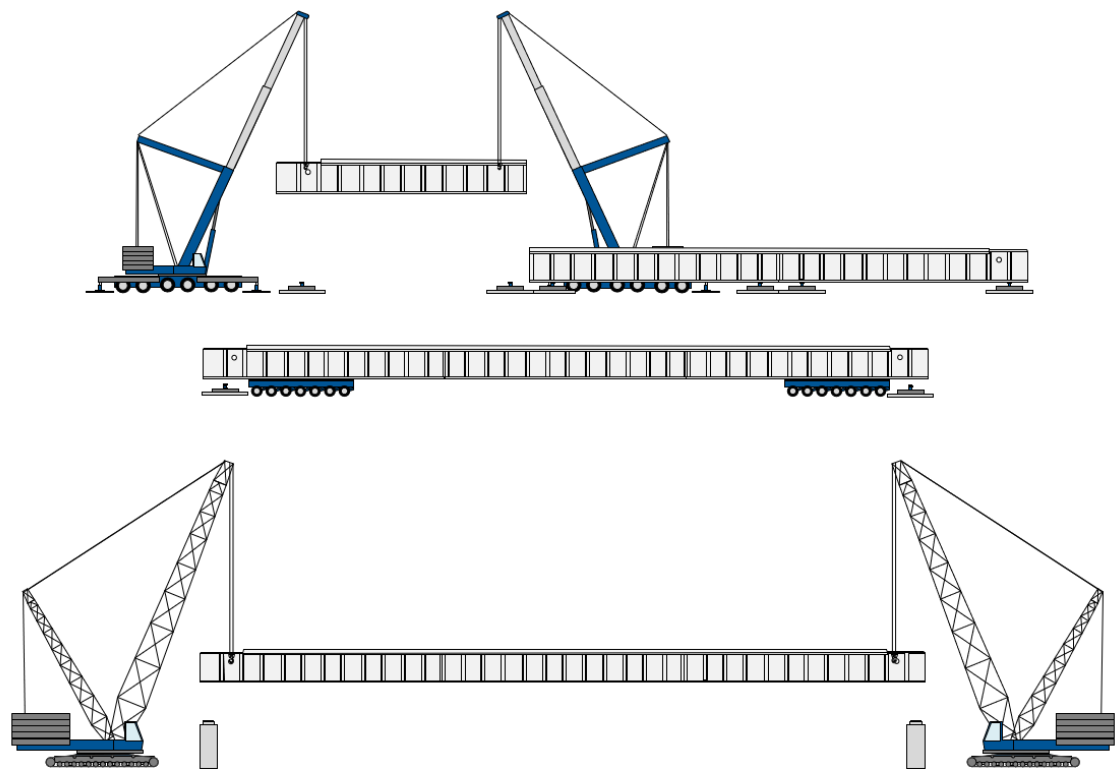
Het brugdek kan op verschillende manieren opgebouwd worden, afhankelijk van de specifiek omstandigheden op de bouwlocatie kan een keuze gemaakt worden welke methode het beste

voldoet aan de eisen. Deze methode zijn al kort beschreven in de varianten studie en zijn in de volgende paragrafen verder uitgewerkt.

Het belangrijkste verschil tussen de bouwmethodes is de plaats de drie liggerdelen gecombineerd worden tot een complete lange ligger. De keuze voor een van de drie bouwmethodes is van invloed op het ontwerp van de ligger en hoe lastig bepaalde stappen van het bouwproces zijn. Maar omdat voor elk van de drie montagemethoden dezelfde stappen gevolgd moeten worden zijn deze een keer beschreven en gelden ze voor elk van de drie methoden. Deze stappen zijn beschreven in de paragrafen 10.4.4 tot en met 10.4.10.

10.4.1 Methode 1: Montage als complete ligger met behulp van hijskranen

Bij deze methode wordt de liggerdelen op een apart bouwterrein nabij de eindlocatie samengesteld tot een lange ligger met de volledige lengte van de overspanning. De liggerdelen worden hiervoor met mobiele kranen of portaakkranen vanaf de vrachtwagen op de hulpopleggingen. Nadat de ligger samengesteld is wordt deze met behulp van SPMT's die onder de ligger doorrijden van de hulpopleggingen getild en naar de bouwlocatie getransporteerd. Hier zal de ligger met behulp van de zware hijskranen op zijn plaats worden gelegd.



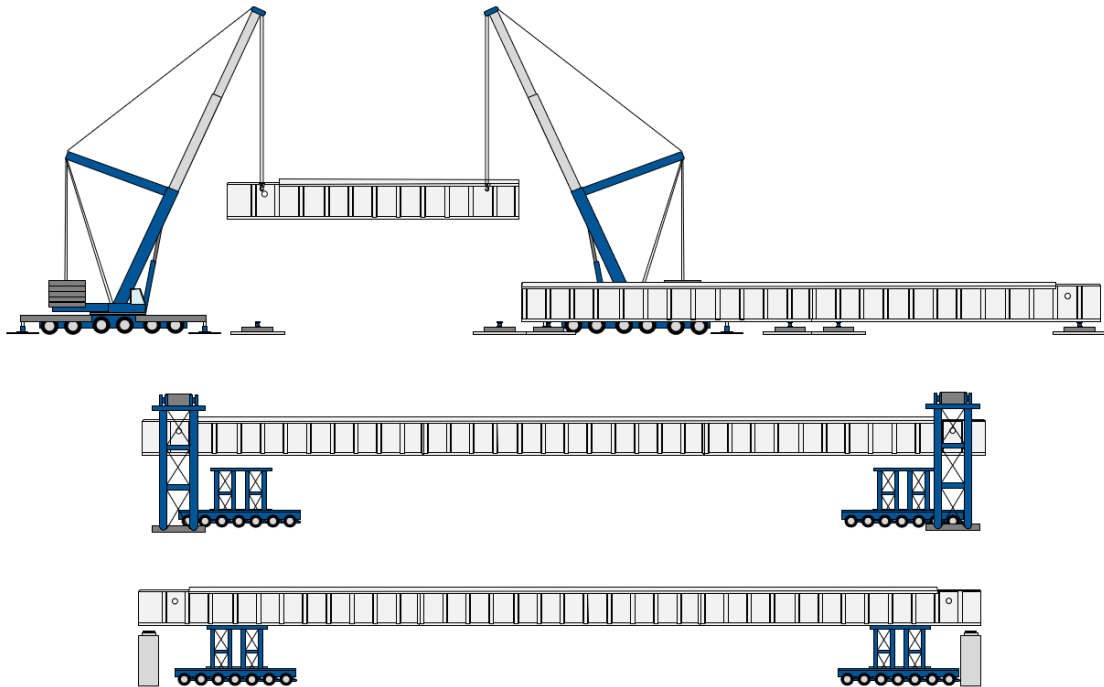
Figuur 10-40 een schets van bouwmethode 1. Boven: het plaatsen van de liggerdelen op de tijdelijke hulpopleggingen. Midden: het toptillen en transporteren van de totale ligger met behulp van de SPMT's. Onder: het plaatsen van de totale ligger met behulp van de zware hijskranen.

Een groot voordeel van deze methode is de snelheid waarmee het brugdek opgebouwd kan worden. De 9 liggers waaruit een brugdek van 17,8 meter breed wordt opgebouwd zouden binnen een weekendafsluiting of enkele nachtafsluitingen gemonteerd kunnen worden.

Een nadeel van deze methode is dat een terrein in de omgeving van de eindlocatie beschikbaar moet zijn voor de montage. Dit terrein heeft bij voorkeur een goede ondergrond om te voorkomen dat de liggerdelen wegzakken tijdens het samenstellen of dat vooraf grondverbetering noodzakelijk is. Ook zal er vanaf dit bouwterrein een goede weg beschikbaar moeten zijn of aangelegd worden. Deze montagemethode maakt gebruik van bijzonder zware hijskranen. Deze hebben een hoge kostprijs en moeten ook lang van tevoren gereserveerd worden. Een ander nadeel van deze montagemethode met hijskranen is de hinder door wind. De hoge en lange liggers zullen immers veel wind vangen. Zeker in de buurt van openwater kan dit een risico zijn op vertragingen tijdens het montageproces.

10.4.2 Methode 2: Inrijden van de complete ligger

Deze bouwmethode is vergelijkbaar met methode 1, de totale ligger wordt nog steeds op een apart bouwterrein samengesteld. Maar nu wordt de ligger niet met behulp van hijskranen gemonteerd maar met behulp van SPMT's of pontons. Nadat de ligger samengesteld is wordt deze omhoog gehesen met een portaal constructie, zodat de SPMT's eronder kunnen rijden. De ligger wordt vervolgens door middel van de SPMT's naar de bouwlocatie gereden. De SPMT's zijn in hoogte verstelbaar zodat de ligger hiermee op de opleggingen geplaatst kan worden.

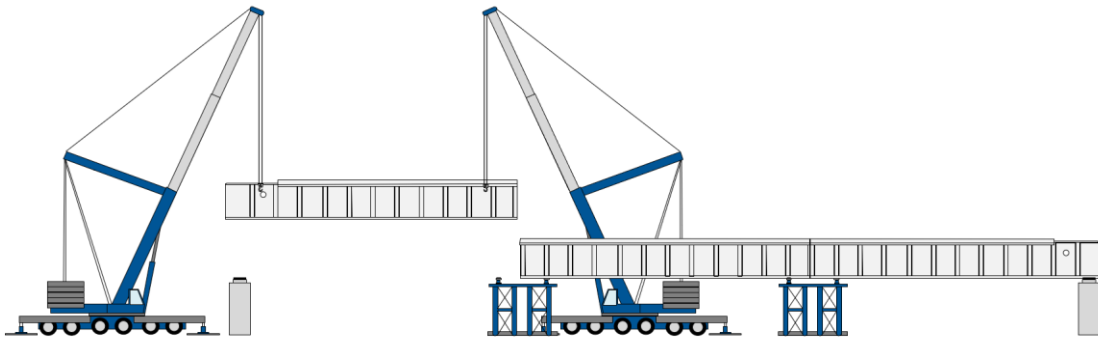


Figuur 10-41 een schets van bouwmethode 2. Boven: het plaatsen van de liggerdelen op de tijdelijke hulpopleggingen. Midden: het ophijzen van de totale ligger zodat de SPMT's eronder kunnen rijden. Onder: het plaatsen van de totale ligger met behulp van de SPMT's.

Het voordeel van deze methode is dat er geen dure en zware kranen noodzakelijk zijn. Ook zal deze methode minder gevoelig zijn voor verstoringen door de wind. Wel zullen er portaalkranen of ander constructies noodzakelijk zijn om de ligger vanaf hulpopleggingen op de voertuigen te krijgen. Ook zal de kwaliteit van de weg tussen het bouwterrein en de bouwlocatie nog belangrijker zijn omdat het voertuig waarop de ligger vervoerd wordt een hoger zwaartepunt heeft.

10.4.3 Methode 3: Montage op tijdelijke ondersteuning

Deze bouwmethode is vooral geschikt als hinder van het kruisende verkeer een minder groot probleem is en als het brugdek niet over het water gebouwd hoeft te worden. De liggerdelen worden met relatief lichte hijskranen geplaatst op tijdelijke ondersteuning. Op deze tijdelijke ondersteuning worden de liggerdelen samengesteld tot de totale ligger. Nadat de tweede fase voorspanning gespannen en geïnjecteerd met grout is, kunnen de tijdelijke ondersteuning verwijderd worden.



Figuur 10-42 een schets van bouwmethode 3, de liggerdelen worden gemonteerd op zware tijdelijke ondersteuning met behulp van relatief lichte hijskranen.

Deze bouwmethode heeft als belangrijkste voordeel dat er geen zware hijskranen noodzakelijk zijn om de totale ligger op de opleggingen te plaatsen. Ook is er geen transport noodzakelijk van de 500 ton wegende totale ligger. Tenslotte is er geen bouwterrein nabij de bouwlocatie noodzakelijk voor het monteren van de ligger.

Het belangrijkste nadeel van deze bouwmethode is dat het voor veel meer hinder voor het kruisende verkeer zal zorgen. Het maken van de voeg en het spannen van de voorspanning zal niet binnen één weekendafsluiting uit te voeren zijn. De exacte duur van het maken van deze verbinding hangt sterk af van de verhardingstijd van de voegmortel en zal dus nog nauwkeurig bepaald moeten worden. Eventueel is het mogelijk om het onder doorgaande verkeer tijdens het maken van de voeg door te laten gaan, mits de tijdelijke ondersteuning voldoende beschermt worden tegen aanrijdingen.

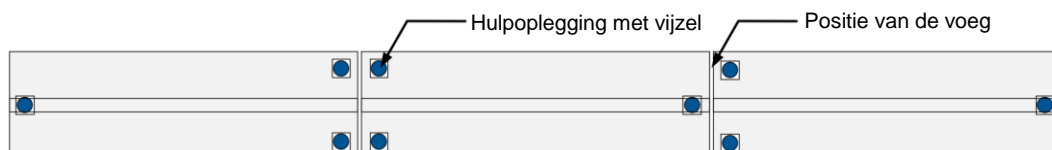
10.4.4 Fundering en onderbouw

De bouw van de overspanning start, onafhankelijk van de gekozen bouwmethode, met de fundering en onderbouw. Op deze onderbouw worden vervolgens per oplegblok een betonnen opstort geplaatst. Het oplegblok wordt vervolgens geplaatst op deze opstort. Hierbij wordt zoveel mogelijk de detaillering gevolgd van het standaard detail van Rijkswaterstaat [5].

10.4.5 Samenstellen van de totale ligger

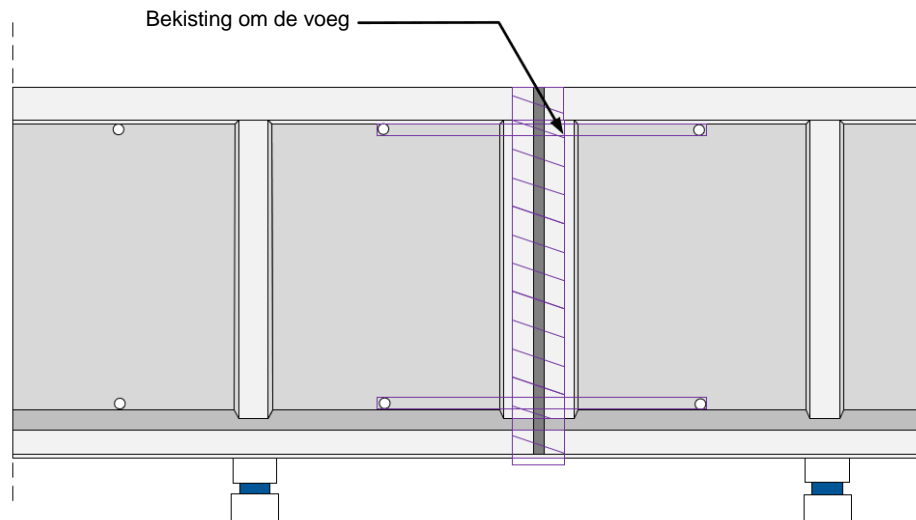
Voordat de liggerdelen getransporteerd worden naar de bouwlocatie is het van belang om de opbuiging, de schuif van het kopvlak en de zijdelingse uitbuiging te meten. Met deze gegevens kan bepaald worden hoe de verschillende liggerdelen het beste gecombineerd kunnen worden zodat de voegen zo dicht mogelijk bij de gewenste gemiddelde waarde liggen. Ook kan op deze manier gezorgd worden voor een nagenoeg gelijke opbuiging tussen de liggerdelen, wat de aansluiting van de voegen ten goede komt.

Om de drie liggerdelen met elkaar te verbinden tot een lange ligger worden de delen op tijdelijke hulpopleggingen geplaatst. De voorspankanalen worden met elkaar verbonden door kunststof verloopstukken. Afhankelijk van de gekozen bouwmethode zal dit op een afgesloten bouwterrein of boven de te overbruggen weg gebeuren. Deze drie tijdelijke oplegpunten zijn voorzien van vijzels zodat de liggerdelen onafhankelijk van elkaar veresteld kunnen worden om zo de liggerdelen onder de gewenste hoek met elkaar te kunnen verbinden, dit is geschetst in Figuur 10-43. Voor deze tijdelijke opleggingen is het van belang dat deze zettingsvrij zijn voor de periode van het maken van de voeg tot het spannen van de voorspanning.



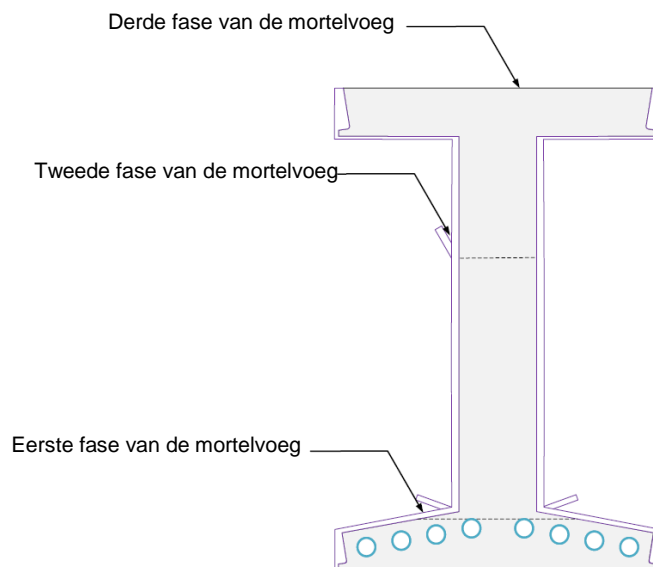
Figuur 10-43 een schets van het bovenaanzicht van de posities van de tijdelijke hulpopleggingen die gebruikt worden om liggers juist op elkaar af te stellen voor het maken van de voeg.

Als de liggerdelen juist afgesteld staan kan buiten om de ligger de bekisting geklemd worden. De gaten van de dwarsvoorspanning kunnen hierbij gebruikt worden om de bekisting op zijn plek te houden. De bekisting kan ook bevestigd worden door middel van in de liggerdelen ingestorte schroefankers. Direct voor het aanbrengen van de bekisting zullen de kopvlakken van de ligger bevochtigd moeten worden om de hechting van de mortel te bevorderen en voortijdige uitdroging te voorkomen.



Figuur 10-44 een schets van de liggerdelen en de bekisting die geplaatst wordt om de voeg te maken tussen de liggerdelen.

Nadat de bekisting geplaatst is kan de mortelvoeg gestort worden dit gebeurt in drie fase. Allereerst wordt de onderflens gestort vanaf een stortopening in de bekisting. Vervolgens de onderste helft van het lijf vanaf een hoger gelegen opening in de bekisting. En tenslotte wordt de bovenste deel van het lijf en de bovenflens gestort vanaf de bovenzijde. Deze gefaseerde werkwijze is noodzakelijk om luchtinsluitingen te voorkomen en er zeker van te zijn dat de voeg correct gevuld is.



Figuur 10-45 een schets van de drie fase waarin de mortelvoeg tussen de liggerdelen gemaakt wordt.

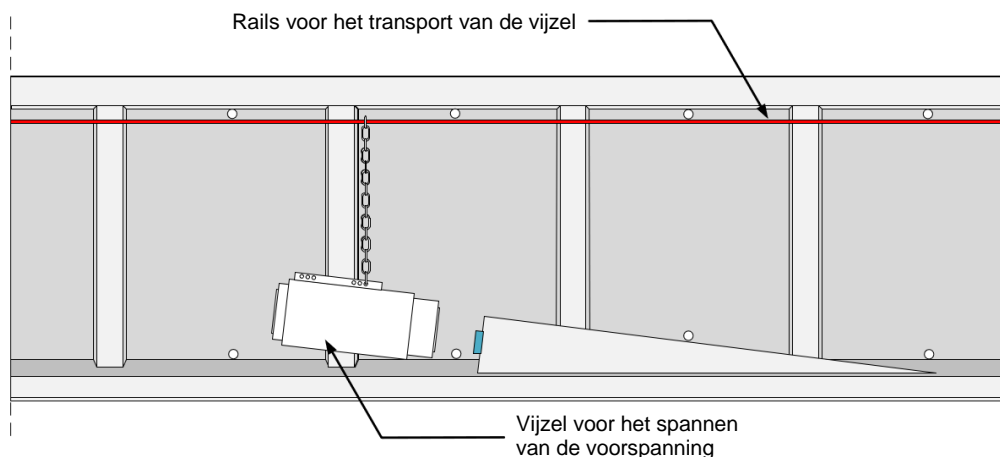
Tijdens het storten van de voeg mag geen stortnaad ontstaan tussen de verschillende fases daarom is het van belang dat de stortopeningen snel gesloten kunnen worden om direct de aansluitende fase te storten. Deze werkwijze, waarbij de voeg in delen wordt gestort kan het

eenvoudigst worden uitgevoerd als de mortel de bekisting ingepompt kan worden, bestudering van een aantal mogelijk geschikte mortels laat zien dat dit inderdaad mogelijk is [39] [40].

10.4.6 Spannen van de voorspanning

Nadat de voegen voldoende uitgehard zijn kan begonnen worden met het spannen van de voorspanning met nagerekt staal, de tweede fase van de voorspanning. De voorspanstrengen worden geleverd op een rol. Per streng wordt het voorspanstaal vervolgens door de voorspankanalen geduwd [34]. De strengen worden vervolgens met wiggen vastgezet in het spananker.

Hierna kan de tweede fase voorspanning gespannen worden. De spankop waarin de voorspanning verankerd wordt is zo ontworpen dat de vijzel van het type 6,800 [34] [35] er precies achter past. Indien de liggers op een bouwterrein worden samengesteld is toegang voor de vijzel tot de spankop geen probleem, de zijkant is immers vrij bereikbaar. Maar indien de liggers samengesteld worden op tijdelijke ondersteuning kan toegang voor de vijzel problematisch worden. Dit betekent namelijk dat de ongeveer 1200 kg wegende vijzel maximaal 20 meter door de koker vervoerd moet worden om de ligger te kunnen spannen. Hiervoor zijn verschillende oplossingen mogelijk. De vijzel kan opgehangen worden aan een rails die aan de bovenflenzen bevestigd is hierdoor kan de vijzel eenvoudig door de koker worden getransporteerd. Dit is geschetst in Figuur 10-46.



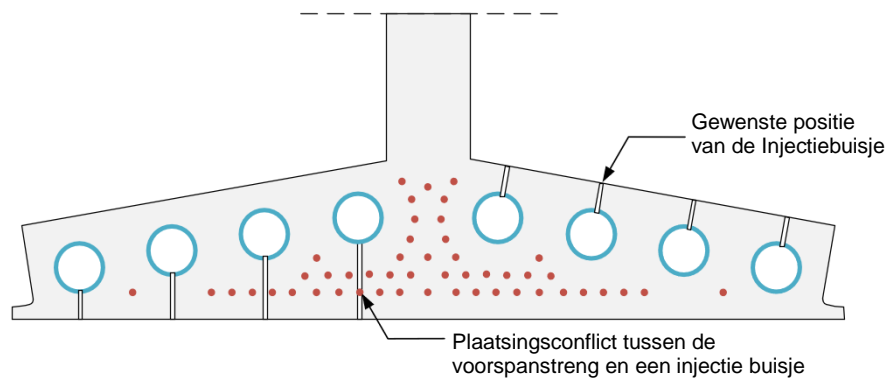
Figuur 10-46 een schets van de rails in combinatie met de vijzel voor het spannen van de voorspanning.

Een ander oplossing voor dit probleem is het weglaten van een deel van de bovenflens boven de opleggingen. Hierdoor kan de vijzel eenvoudig door een kraan op zijn plaats gelegd worden. Deze oplossing kan vooral zinvol zijn voor brugdekken met een liggerhoogte minder dan 1,9 meter, omdat dan de holle ruimte te laag dreigt te worden voor het transport van de vijzel. Tegelijk met het storten van de einddwarsdrager wordt dan de ontbrekende bovenflens gestort als een in-situ brugdek. De constructieve gevolgen van deze oplossing zijn niet beschouwd in dit rapport, maar een eenvoudige controle laat zien dat, voor de sterkte in de uiterste grenstoestand het weglaten van de bovenflens over de eerste 5 meter geen probleem is.

Bij het spannen van de voorspanning is het van belang dat begonnen wordt met de voorspanning die het dichtst bij de oplegging is verankerd. Op deze manier wordt scheurvorming van de ligger direct achter de verankering vermeden. Indien de voorspanning eerst aangebracht wordt dicht bij de middendoorsnede bestaat het risico dat het activeren van het eigengewicht van de ligger zorgt voor trekspanningen, wat risico geeft op scheurvorming in de ligger.

Na het spannen van de voorspanning moeten de voorspankanalen geïnjecteerd worden met grout om deze te beschermen tegen corrosie en om aanhechting te hebben tussen het staal en de ligger. Normaal wordt het grout geïnjecteerd vanaf het laagste punt van het voorspankanaal [34]. Bij deze ligger zou dat betekenen dat het grout geïnjecteerd wordt vanaf de onderzijde. Maar dit zou betekenen dat in de zichtzijde van de ligger een kanaal opgenomen moet worden. Ook kan dit een probleem vormen met de eerste fase voorspanning die onder deze kanalen aanwezig is. Omdat het verloop van de

voorspankanalen relatief vlak is kan onderzocht worden of het mogelijk is om de kanalen vanaf de bovenkant van de bovenflens of bij het spananker te injecteren.



Figuur 10-47 een schets van de onderflens, met links de injectiebuisjes volgens de standaard procedure en rechts de gewenste positie van de injectiebuisjes.

Indien de ligger samengesteld is op een apart terrein kan deze nu naar de definitieve overspanning worden vervoerd. Dit transport zal door het hoge gewicht van de totale ligger uitgevoerd moeten worden op lage snelheid en met een speciale vrachtwagen, eventueel kan gedacht worden aan een transport met behulp van SPMT's.

10.4.7 Voegen tussen de liggers

De volgende stap in het bouwproces is het vullen van de voegen tussen de liggers. Hiervoor wordt de smalle voeg van ongeveer 2 centimeter afgedekt met een bekistingsplankje, vergelijkbaar met wat wordt toegepast tussen de onderflenzen van de huidige railbalkliggers. Vervolgens kan de voeg gevuld worden met mortel. In tegenstelling tot de voegen tussen de liggerdelen is voor deze voeg lagere sterkteklasse geschikt.

10.4.8 Spannen van de dwarsvoorspanning

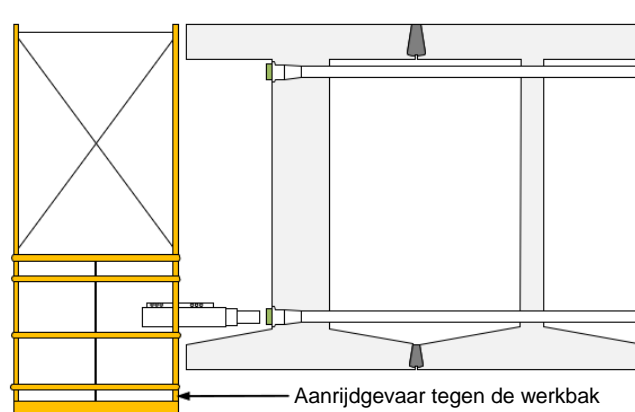
Nadat de voegen tussen de liggers voldoende zijn verhard kan de dwarsvoorspanning worden aangebracht. Hiervoor worden eerst de kunststof kanalen door de gaten in de liggers geleid. Hiervoor wordt gewerkt vanaf de holle ruimte tussen de liggers. Vervolgens kunnen de individuele strengen vanaf de zijkant van het brugdek door de kanalen geduwd of getrokken worden. De voorspanstengens worden vervolgens vanaf de zijkant van het brugdek met een vijzel gespannen.

Om werkzaamheden bij de verankering van de dwarsvoorspanning uit te voeren kan gebruik worden gemaakt van een hoogwerker, een bak aan een hijskraan of een speciale spankar. De spankar is een over het brugdek rijdende stijger die gebruikt wordt om dwarsvoorspanning van prefab kokerliggers aan te brengen.



Figuur 10-48 een afbeelding van een spankar, hier in gebruik voor het spannen van de dwarsvoorspanning van een brugdek.

Vergeleken met de prefab kokerliggers zal de dwarsvoorspanning echter ook lager in de ligger aanwezig zijn, dit heeft tot gevolg dat de werkzaamheden dus dicht op het onderdoorrijdende verkeer moeten gebeuren. Afhankelijk van de hoogte die noodzakelijk is voor de werkzaamheden bestaat dus het risico op aanrijding van deze bak waar de mensen zich in bevinden. Om dit gevaar te voorkomen kan het noodzakelijk zijn deze werkzaamheden zonder onderdoorgaand verkeer uit te voeren, of om een hoogtebeperking voor het onderdoorgaand verkeer aan te houden tijdens deze werkzaamheden.



Figuur 10-49 een schets van het aanrijdgevaar tegen de werkbak tijdens het spannen van de onderste dwarsvoorspanning.

Door het spannen van de dwarsvoorspanning zullen er ook buigende momenten in de eerste voeg tussen de liggers ontstaan (zie hiervoor ook paragraaf 11.9.12). Maar de buigend momentcapaciteit van deze voeg is afhankelijk van de voorspanning die zich daar bevindt. Tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning is het dus van belang dat de druk in de voeg gelijk groeit met het buigend moment in deze voeg. Dit om te voorkomen dat de voeg openscheurt door de voorspanning. Daarom moet begonnen worden met het spannen van de dwarsvoorspanning aan de onderzijde van het brugdek van de dwarsvoorspanning aan de onderzijde van de ligger, omdat deze kabels zijn meer centraal in de doorsnede geplaatst en hebben een lagere voorspankracht. Eventueel kan het ook noodzakelijk zijn om de dwarsvoerspankabels in fase te spannen zodat de drukspanning en de buigende momenten meer gelijk opbouwen.

Voordat de dwarsvoorspanning is gespannen heeft de constructie nog niet de volledige eindsterkte. De individuele liggers kunnen de uitvoeringsbelasting zoals gespecificeerd in NEN-EN 1996-1-6 4.11.2 dragen zonder te scheuren. De plaatsing van materialen en machines op het brugdek voor het aanbrengen van de dwarsvoorspanning is dus, zolang de dit geen grote belasting zoals zware hijskranen betreft geen probleem.

Nadat de dwarsvoorspanning gespannen is worden de kanalen geïnjecteerd met wax of grout om deze te beschermen tegen corrosie. Door het horizontale verloop van de kunststof dwarsvoorspankanalen kan dit vanaf de verankering gebeuren. Als laatste zal het gebruikte spananker afgedekt worden met beton om deze te beschermen.

10.4.9 Einddwarsdrager

Als de dwarsvoorspanning volledig is aangebracht kan de in-situ einddwarsdrager gestort worden. Dit wordt gedaan na het spannen van de dwarsvoorspanning om te voorkomen dat de einddwarsdrager, door de grote stijfheid, de voorspanning naar zich toe trekt van de dwarsvoorspanning direct naast de opleggingen. Het exacte effect van de relatief stijve einddwarsdrager en in hoe dit meegenomen moet worden bij het ontwerpen van de dwarsvoorspanning zal nog verder onderzocht moeten worden.

10.4.10 Afwerken van het brugdek

Nadat het beton van de einddwarsdrager voldoende verhard is, kan begonnen worden met de afwerking van het brugdek. Dit betreft bijvoorbeeld het maken van de schampkant, het asfalteren van het brugdek, het plaatsen van relingen en geleiderails en het plaatsen van de randafwerking op het brugdek.

10.4.11 Hijskranen

Om de liggerdelen en de complete ligger te plaatsen op de (hulp) opleggingen zal gebruik worden gemaakt van verschillende hijskranen. Welke hijskranen noodzakelijk zijn is afhankelijk van de gekozen overspanning, het gewicht van de individuele liggerdelen en de gekozen montagemethode. In de volgende paragrafen zijn de benodigde hijskranen voor het hijsen van de zwaarste ligger beschreven, dit betreft de randligger van een brugdek met een overspanning van 100 meter met een werkende breedte van 2 meter. Hierbij moet opgemerkt worden dat de capaciteit van de hijskranen afhankelijk is van de arm waarover de last wordt gehesen en dat het dus altijd mogelijk is om dezelfde last te verplaatsen met een lichter kraan als de arm korter is. Standaard is uitgegaan van een minimale hijsarm van 20 meter, dit is voor de montage van viaducten een gebruikelijke afstand waarover de liggers verplaatst worden⁸.

Indien de ligger met twee kranen gehesen zal worden is een reductiefactor van 0,9 toegepast op de kraancapaciteit om te corrigeren voor een mogelijke ongelijke verdeling van de hijslast over de twee gebruikte hijskranen⁹.

Hijskranen voor het hijsen van de liggerdelen

De individuele liggerdelen zullen een maximaal eigengewicht hebben van 170 ton, hierbij heeft het middelste liggerdeel het hoogste eigengewicht. Om deze liggerdelen te hijsen kan gebruik worden gemaakt van twee mobiele kranen. Deze zullen ieder een hijscapaciteit van 95 ton moeten hebben.

Een voorbeeld van een dergelijke hijskraan is de Liebherr LTM 1750-9.1. Met het maximale contragewicht en een door kabels ondersteunde giek (Guyed main boom) heeft deze een hijscapaciteit van ongeveer 100 ton [41, p. 5].

⁸ Een hijsarm van 20 tot 30 meter wordt gebruikt als gemiddelde waarde door de ontwerpafdeling van Spanbeton.

⁹ De toegepaste reductiefactor van 0,9 wordt ook gebruikt door de ontwerpafdeling van Spanbeton.



Figuur 10-50 een foto van twee mobiele hijskranen van het type Liebherr LTM 1750-9.1.

Indien de liggerdelen over een korter afstand gehesen moeten worden kan een kleinere mobiel kraan voldoen. Een voorbeeld van een dergelijke kraan is de Liebherr LTM 1500-8.1 Deze heeft een maximale capaciteit van ongeveer 160 ton bij een hijsarm van 10 meter [42, p. 3].



Figuur 10-51 een foto van twee mobiele hijskranen van het type Liebherr LTM 1500-8.1.

Hijskranen voor het hijsen van de totale ligger

De totale, samengestelde ligger zal een maximaal eigengewicht hebben van ongeveer 500 ton. Om deze last te hijsen zullen twee kranen met een capaciteit van minimaal 290 ton noodzakelijk zijn. Dergelijke lasten kunnen praktisch alleen door de relatief duurdere rupskranen gehesen worden. Deze rupskranen hebben ook als nadeel dat ze een lange opbouwtijd hebben vergeleken met de meer mobiele hijskranen zoals beschreven in de vorige paragraaf.

Een voorbeeld van een dergelijke, geschikte hijskraan is de Liebherr LR 1750. Voorzien van het maximale contragewicht zal deze kraan een maximale hijscapaciteit hebben van ongeveer 405 ton [43].



Figuur 10-52 een foto van de Liebherr LR 1750 rupskraan, in de opstelling zoals deze gebruikt kan worden voor het hijsen van zware lasten.

Dergelijke hijskranen hebben echter wel een aantal belangrijke nadelen. Allereerst zijn ze relatief duur om in te huren. Ook zal de reservering van de hijskraan lang van te voren moeten gebeuren. Een ander mogelijk probleem met deze hijsmethode is de invloed van wind op de hijs last. Zeker omdat een ligger van 100 meter lang met een hoogte ongeveer 3 meter bijzonder veel wind kan vangen. Daarom kan op open bouwlocaties, bijvoorbeeld over een kanaal de montage methode met SPMT's en pontons een aantrekkelijke oplossing zijn.

10.4.12 Plaatsen met behulp van SPMT's

Een alternatief voor de grote hijskranen is om de totale ligger te monteren is de montage met behulp van SPMT's, self-propelled modulair transporters.. Bij deze bouwmethode is het gewicht van de ligger geen probleem, zoals Scheuerle, een leverancier van SPMT's op zijn website stelt: "Due to its modular design, all loads are possible in particular extremely high weights and high point loads" [44]. Om zwaardere belastingen mogelijk te maken worden dus slechts meer wielen aan het voertuig toegevoegd. Ook het transport van de complete ligger kan plaats vinden met dergelijke voertuigen

De SPMT's bestaan uit modulaire voertuigen voorzien van wielen. Om de belasting te kunnen dragen worden meerder voertuigen aan elkaar gekoppeld. Het voertuig kan vervolgens met behulp van een afstandsbediening bestuurd worden. De wielen kunnen in hoogte versteld worden. Hiermee is het dus mogelijk om de totale ligger op de opleggingen te plaatsen. De ligger wordt hiervoor opgebouwd op een stelling die vervolgens ondersteund door de SPMT's naar de bouwlocatie wordt gereden.



Figuur 10-53 een foto een twee gekoppelde SPMT voertuigen.

Deze SPMT's zijn ook te gebruiken voor het transport van de ligger vanaf de locatie waar deze samengesteld zijn, naar de bouwlocatie van het brugdek. In een deze situatie kunnen de voertuigen onder de ligger gereden worden om deze zonderhijskranen van de hulpopleggingen te tillen.

11. Rekenmethode voor de samengestelde liggerbrug

In dit hoofdstuk is de berekening beschreven die gebruikt is om de haalbaarheid van het ontwerp van de samengestelde liggerbrug te kunnen toetsen. Hierbij zijn niet alle noodzakelijke punten waar de constructie op getoetst moet worden beschouwd, er is specifiek aandacht besteed aan die punten waarvan verwacht wordt dat deze de maakbaarheid van het brugdek kunnen beïnvloeden.

11.1 Lijst met gebruikte symbolen

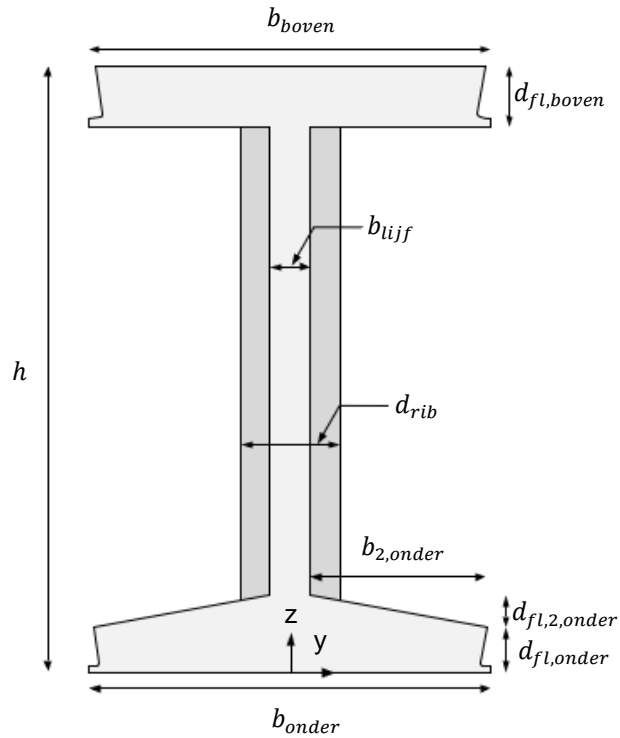
A_{b+s}	Het oppervlakte van de betondoorsnede gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning
A_{b+s+s}	Het oppervlakte van de betondoorsnede gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning, inclusief de tweede fase
$A_{b+s,t0}$	Het oppervlakte van de betondoorsnede op $t=t0$ gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning
A_{eg}	de representatieve doorsnede van de ligger voor het eigen gewicht
A_p	het oppervlakte van het voorspanstaal
b_{eff}	de effectieve breedte van een ligger
b_{lijf}	de breedte van het ligger lijf
b_{lijf}	de breedte van het liggerlijf
$b_{flens\ de\l}$	de breedte van het afschuivende deel van de flens
$C_{A, gescheurd}$	een correctiefactor van beton gescheurd door afschuiving
$C_{A, niet gescheurd}$	een correctiefactor van beton niet gescheurd door afschuiving
C_{kanaal}	een correctiefactor voor aanwezigheid van de dwarsvoorspankanalen
$C_{M, gescheurd}$	een correctiefactor van beton gescheurd door buiging
$C_{M, niet gescheurd}$	een correctiefactor van beton niet gescheurd door buiging
$d_{fl,boven}$	de dikte van de bovenflens
$d_{fl,onder}$	de dikte van de onderflens
E_{cm}	de elasticiteitsmodulus van het beton
$E_{cm,dwarscontractie}$	de elasticiteitsmodulus van het beton gecorrigeerd voor de dwarscontractie
EI_{boven}	de elastische buigstijfheid van de bovenflens
EI_{lijf}	de elastische buigstijfheid van het liggerlijf inclusief de aanwezige ribben
EI_{onder}	de elastische buigstijfheid van de onderflens
EI_{rib}	de buigstijfheid van alleen de verankeringsrib in de randligger
E_p	de elasticiteitsmodulus van het voorspanstaal
f_{pu}	de uiterste trekspanning in het voorspanstaal
F_{vy}	de puntlast op het raamwerk voor een gelijke dwars afschuifvervorming
f_{yd}	de ontwerp vloeigrens van het wapeningsstaal

G_{cm}	de afschuifmodulus van het beton
h	de totale hoogte van de ligger
h_{eff}	de hoogte van de ligger gerekend van hart bovenflens tot hart onderflens
$I_{y,b+s}$	Het oppervlaktetraagheidsmoment van de betondoorsnede gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning
$I_{y,b+s+s}$	Het oppervlaktetraagheidsmoment van de betondoorsnede gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning, inclusief de tweede fase
$I_{y,b+s,t0}$	Het oppervlaktetraagheidsmoment van de betondoorsnede op $t=t_0$ gecorrigeerd voor de kanalen en de aanwezige voorspanning
k_{lig}	de equivalente veerstijfheid van de ligger onder invloed van een puntlast
L_{eind}	de totale lengte van het eind liggerdeel
L_{kabel}	de lengte van de voorspankabel
L_{kanaal}	de hart op hart afstand tussen twee dwarsvoorspankabels
L_{mid}	de totale lengte van het middelste liggerdeel
L_{opleg}	de opleglengte van de ligger
L_{spreid}	de afstand waarover de aangrijpende voorspankracht zich spreid
L_{th}	de theoretische lengte van de overspanning voor de lokale effecten
M_x	het buigend moment werkend op de ligger
m_y	het globale buigend moment volgend uit het plaatmodel
$m_{y,Lokaal}$	het buigend moment ten gevolge van de lokale plaatsing van de wiellast
$m_{y,vy}$	het buigend moment ten gevolge van de dwars afschuifvervorming
n	het aantal liggers in het brugdek
$N_{c,p}$	normaalkracht in de flens ten gevolge van de dwarsvoorspanning
$N_{bovenflens}$	normaalkracht in de bovenflens ten gevolge van de verankerde voorspanning
N_{Lijf}	normaalkracht in de lijf ten gevolge van de verankerde voorspanning
$N_{onderflens,2}$	normaalkracht in het afgeschuinde deel van de onderflens ten gevolge van de verankerde voorspanning
$N_{onderflens}$	normaalkracht in het rechte deel van de onderflens ten gevolge van de verankerde voorspanning
P_{m0}	de voorspankracht voor het optreden van de directe en tijdsafhankelijk verliezen.
P_{max}	de maximale voorspankracht tijdens het spannen van de voorspanning
$S_{fl,mxy}$	de schuifstroom in de flenzen veroorzaakt door het torsiemoment
$S_{fl,vx}$	de schuifstroom in de flenzen veroorzaakt door flensafschuiving
u_{wig}	de wigzetting
V_x	de dwarskracht werkend op de ligger
θ	Hoek van de betondrukdiagonaal in het lijf
θ_{fl}	Hoek van de betondrukdiagonaal in het lijf
ν	de poisson ratio van beton
$\sigma_{c,boven}$	de betonspanning in de bovenste vezel van de betondoorsnede
$\sigma_{c,onder}$	de betonspanning in de onderste vezel van de betondoorsnede
$\tau_{fl,mxy}$	de schuifspanning ten gevolge van torsie

- $\tau_{fl,vx}$ de schuifspanning ten gevolge van flensafschuiving
- $\tau_{fl,vy}$ de schuifspanning in de constructiedelen ten gevolge van de dwars afschuifvervorming

11.1.1 Afmetingen van de doorsnede

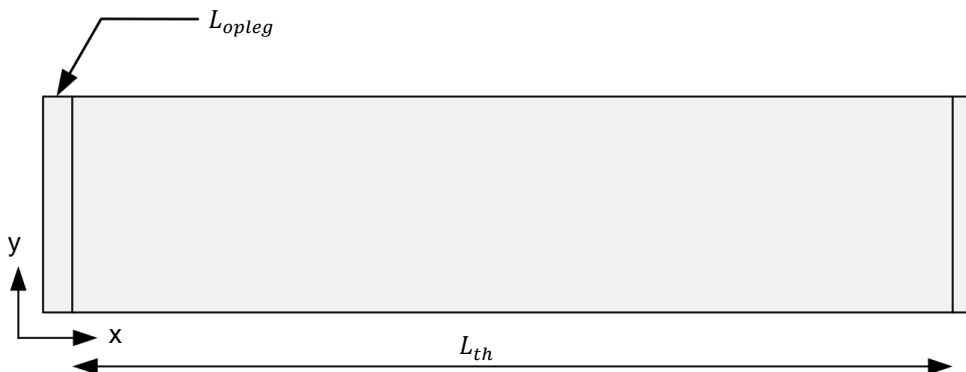
In het onderstaande figuur zijn de gebruikte parameters beschreven die gebruikt zijn om de doorsneden van de ligger te beschrijven.



Figuur 11-1 een schets van de ligger en de gebruikte afmetingen om de vorm van de doorsnede te beschrijven.

11.1.2 Assenstelsel van het brugdek

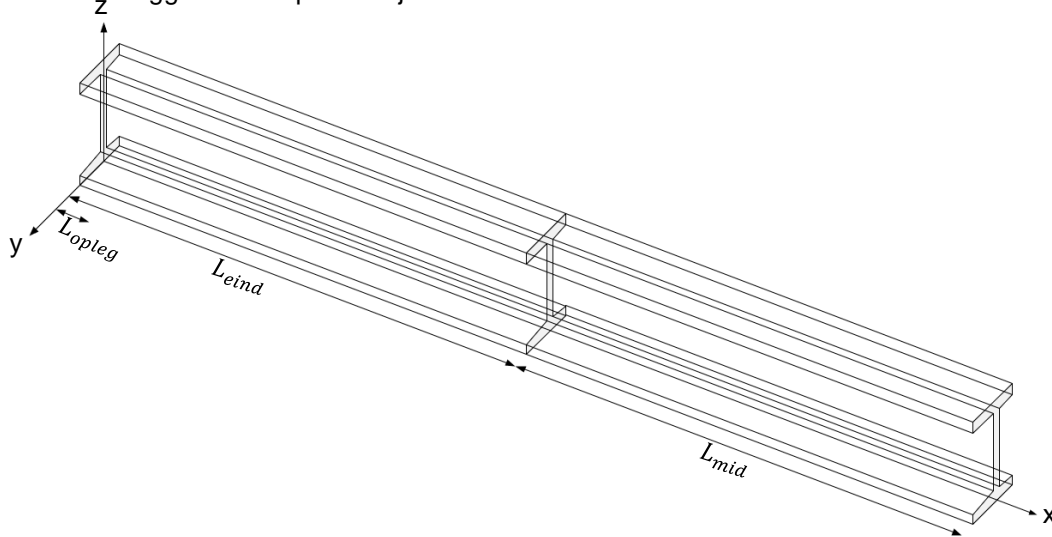
Het brugdek maakt gebruik van een x-y assenstelsel. Waarbij de x-richting in de lengterichting van de overspanning ligt. De y-richting ligt hier dwars op. Als oorsprong is gekozen de rechter onderhoek van het brugdek.



Figuur 11-2 een schets met het gebruikte assenstelsel voor het brugdek.

11.1.3 Assenstelsel van de ligger

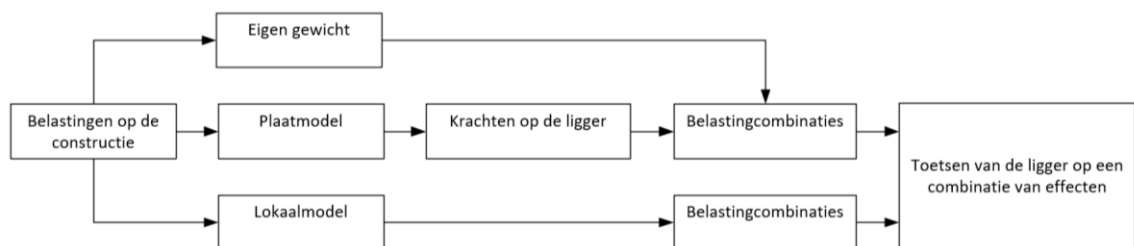
De ligger maakt gebruik van een vergelijkbaar assenstelsel als het brugdek. Hierbij is de x-richting de lengterichting van de ligger, de y-richting staat hier dwars op en de z-richting is de hoogte van de ligger. De oorsprong van het assenstelsel is geplaatst onderin het rechter uiteinde van de ligger midden in de onderflens. Ook voor situaties waarbij de ligger nog bestaat uit verschillende liggerdelen wordt hetzelfde doorlopende assenstelsel gebruikt. Het middelste liggerdeel loopt dan bijvoorbeeld van $x = 33$ tot $x = 68$.



Figuur 11-3 een schets met het gebruikte assenstelsel voor de ligger.

11.2 Berekeningswijze

De in dit hoofdstuk beschreven berekening is ingevoerd in Excel. Hierdoor kan eenvoudig een berekening gemaakt worden van het brugdek waarbij eenvoudig de parameters van het ontwerp gevarieerd kunnen worden. Excel berekend dan automatisch de gevolgen van deze verandering voor het ontwerp. Alleen de berekening van het plaatmodel voor de spreiding van de belasting wordt niet in Excel uitgevoerd. Excel berekent wel automatisch de stijfheidsparameters maar deze moeten vervolgens handmatig in het EEM programma SCIA Engineer ingevuld worden. De momenten en dwarskrachten zijn vervolgens met behulp van een snede uitgelezen uit het plaatmodel. Het uitlezen van de waarde in deze snede geeft de gemiddelde waarde over de lengte van de snede. De gevonden waarden zijn vervolgens in Excel ingevoerd zodat de belastingcombinaties gemaakt zijn waarmee de ligger getoetst kan worden.



Figuur 11-4 een schematisch overzicht van de gevolgd stappen om met behulp van de belastingen op de constructie de krachten waarop de ligger getoetst kan worden te bepalen.

Uit het SCIA model worden slechts de maximale en minimale omhullende waarden uitgelezen voor alle liggers. Hierdoor hoeft slechts een ligger gecontroleerd te worden. Dit is conservatief omdat de combinatie van deze maximale effecten niet in dezelfde ligger hoeft voor te komen en omdat deze maximale waarden ook niet noodzakelijk in het zelfde belastinggeval voor komen. De berekening kan dus nog geoptimaliseerd worden door de individuele liggers te toetsen op alle belastinggevallen in plaats van de maximale omhullende waarde. Maar om bijzonder veel rekenwerk te voorkomen en toch alle combinaties van effecten af te dekken is om de haalbaarheid te bepalen uitgegaan van deze werkwijze.

11.2.1 Normen en richtlijnen

De rekenmethode voor toetsing van de haalbaarheid van de samengestelde liggerbrug is gebaseerd op de volgende normen, richtlijnen en European Technical Assessments van de voorspanssystemen:

Nederlandse normen:

- NEN-EN 1992-1-1 Ontwerp en berekening van betonconstructies: Algemene regels en regels voor gebouwen +C2 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1992-1-1 (2016)
- NEN-EN 1991-1-1 Belastingen op constructies: Algemene belastingen +C1 (2011)
 - Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-1 +C1 (2011)

Richtlijnen van Rijkswaterstaat:

- RTD1001 Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK) versie 1.4, april 2017
 - En Bijlagedocument deel A en B

European Technical Assessments:

- ETA 13-0815, DYWIDAG Bonded Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures with 3 to 55 Strands
- ETA 13-979, DYWIDAG External and Internal Unbonded Strand Post-Tensioning System for 3 to 37 Strands

11.3 Belastingen op de constructie

In deze paragraaf zijn de verticaal werkende belastingen op de constructie toegelicht. De stootbelastingen tegen de zijkant van het brugdek zijn apart beschouwd gelijktijdig met de beschouwing van deze belasting in paragraaf 11.10.

11.3.1 Eigengewicht

Als soortelijk gewicht van het beton in de constructie is 26 kN/m^3 gebruikt. Dit is hoger dan de voor gewapend beton gebruikelijke 25 kN/m^3 . Er is gekozen voor deze hogere waarde omdat het gebruikte hogesterktebeton een ongeveer 1% hoger soortelijk gewicht heeft dan beton met een normale, lagere, sterkteklasse. Ook wordt verwacht dat in de ligger dusdanig veel beton- en voorspanstaal aanwezig is dat de gebruikelijke waarde van 25 kN/m^3 niet meer voldoende is.

Voor de berekening is aangenomen dat ook het eigengewicht van de dwarsvoorspanning benaderd wordt met het eigengewicht van de beton constructie. De belasting door het eigengewicht de dwarsvoorspankabel op de ligger is ongeveer $0,5 \text{ kN/m}$, terwijl de belasting door het eigengewicht ongeveer 50 kN/m bedraagt. Daarom is het soortelijk gewicht van het beton met $0,25 \text{ kN/m}^3$ verhoogt tot $26,25 \text{ kN/m}^3$.

11.3.2 Belastingen op het brugdek

De belastingen werkend op het brugdek zijn in paragraaf 3.6 van het vooronderzoek beschreven en uitgewerkt. Dit betreft zowel de rustende belastingen (asfalt, schampkant en randelementen) en de verkeersbelasting die gebruikt wordt voor de globale toetsing van het brugdek.

11.3.3 Thermische belasting

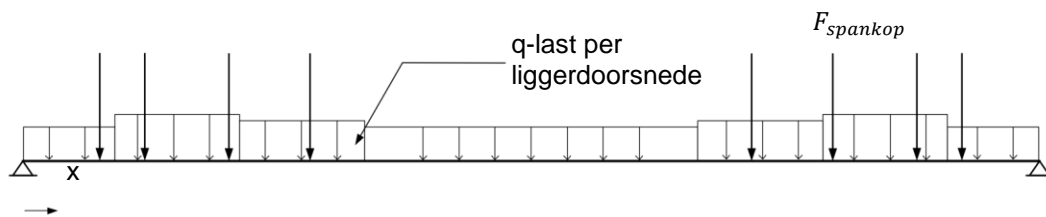
De effecten van temperatuur op de constructie zijn niet beschouwd omdat wordt verwacht dat dit weinig tot geen invloed heeft op de maakbaarheid van het 100 meter brugdek. Bij een recht brugdek, zonder schuine kruisingshoek, zal de thermische belasting weinig invloed hebben. In de lengterichting zal het brugdek opbollen en doorbuigen door de temperatuurschommelingen, maar dit kan onverhinderd plaatsvinden en resulteert dus niet tot extra krachten in het brugdek. In de dwarsrichting zal de vervorming alleen verhinderd zijn nabij de opleggingen en daar is dus wel een kracht in het brugdeel te verwachten. Maar dit zal voor een deel opgelost worden door de einddwarsdrager en eventueel extra voorspanning in de dwarsrichting nabij de oplegging.

Voor de oplegreacties en daarmee de opleggingen van het brugdek kan de temperatuur wel een grote rol spelen voor het ontwerp. Ook voor schuine brugdekken moeten deze effecten zeker meegenomen worden.

11.4 Eigengewicht van de ligger

Het eigengewicht van de constructie zal zich door de bouwwijze niet spreiden over het brugdek, maar gelijk opgenomen worden door de individuele ligger. De buigende momenten en de dwarskrachten in de ligger zijn dus niet meegenomen in de krachtsverdeling berekening maar bepaalt met een liggermodel.

De ligger is statisch bepaald opgelegd op twee steunpunten zodat eenvoudig met een schematisering als ligger de buigende momenten en dwarskrachten ten gevolge van het eigengewicht bepaald kunnen worden.



Figuur 11-5 een schets van de ligger met de gebruikte belastingen van het eigengewicht.

De ligger heeft niet een gelijke doorsnede over de volledige liggerlengte, zodat ook met verschillende doorsneden voor het bepalen van het eigengewicht gerekend moet worden. Voor het bepalen van dit eigengewicht is een gemiddeld oppervlak van de doorsnede bepaald, A_{eg} , hierbij is het extra eigengewicht van de aanwezige ribben uitgespreid over de ligger. Het eigengewicht van de spankoppen is ook meegenomen in de berekening, omdat deze een relatief groot eigengewicht hebben van ongeveer 25 kN per stuk. Het eigengewicht van de spankop is ingevoerd als punt last voor het berekenen van de dwarskrachten en buigende momenten.

Het transportgewicht is berekend met dezelfde gemiddelde doorsnede. De berekende waarde zullen hoger zijn dan het werkelijke transport gewicht. Indien het transportgewicht wordt berekend door middel van het 3D Autocad model zullen er ongeveer 4 tot 5 % lagere waarde uitkomen. Dit verschil is te verklaren door dat de berekening uitgaat van een breedte van 2000 mm in plaats van 1980 mm. Ook wordt het gewicht van de dwarsvoorspanning meegenomen in de Excel berekening. Om het transport gewicht te bepalen is dus de berekende waarde in Excel verminderd met 2%.

11.5 Krachtsverdeling berekening

Om de spreiding van de belasting over de verschillende liggers van het brugdek te bepalen is een krachtsverdeling berekening gemaakt van het brugdek. Deze berekening is gemaakt met behulp van het orthotroop plaatmodel voor zowel de bruikbaarheidsgrenstoestand als de uiterste grenstoestand. Er is gekozen voor dit orthotroop plaatmodel omdat deze modellering geschikt is om de samengestelde liggerbrug, een brugdek bestaand uit meerdere kokers, te modelleren [45]. Ook kunnen hiermee relatief eenvoudig de buigende momenten en dwarskrachten bepaald worden, waarmee de ligger getoetst kan worden. Dit in tegenstelling tot een modellering waarbij de kokerdoorsnede opgebouwd worden uit isotopen plaalementen. Tenslotte is dit een methode die wordt toegepast voor de bestaande type prefab liggerbruggen, zodat er bij Spanbeton al veel kennis en ervaring beschikbaar is hoe dit model toegepast moet worden.

11.5.1 Orthotroop plaatmodel

Het orthotroop plaatmodel is een plaat met verschillende (buig) stijfheden in de x en y-richting. Deze stijfheden worden weergegeven in de stijfheidsmatrix. Het plaatmodel is gebaseerd op de Mindlin plaattheorie, hierbij wordt ook afschuifvervorming beschouwd. Dit is cruciaal voor

dit ontwerp. Het brugdek zal namelijk een zeer lage afschuifstijfheid in de y-richting hebben omdat de kokers zich in deze richting als een vierendeelvakwerk zullen gedragen.

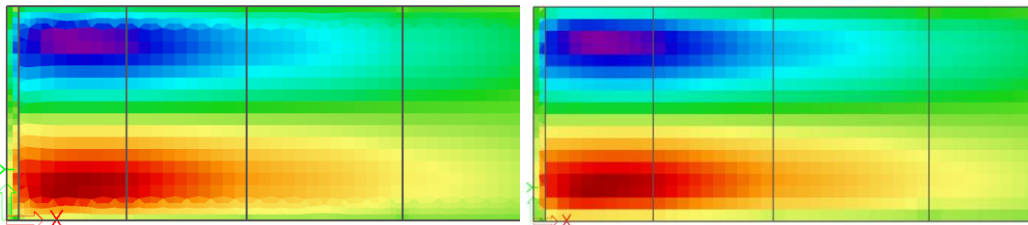
$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & & & \\ D_{12} & D_{22} & & & \\ & & D_{33} & & \\ & & & D_{44} & \\ & & & & D_{55} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ 2\kappa_{xy} \\ \gamma_x \\ \gamma_y \end{bmatrix}$$

De verschillende stijfheden worden weergegeven in de stijfheidsmatrix, om een relatie te leggen tussen de kracht en de vervorming. De berekening van deze parameters is gebaseerd op het boek: 'Plates and FEM' door Johan Blaauwendraad [45] en de berekening zoals deze wordt uitgevoerd bij Spanbeton.

11.5.2 Netgrootte

Voor de EEM berekening is een net grootte van 1 meter aangehouden. Dit is voldoende om de globale krachtswerking van de constructie te bestuderen, maar niet voor de lokale effecten, bijvoorbeeld als een wiellast precies tussen de opleggingen staat. Door deze keuze wordt onnodig veel rekentijd vermeden en passen er precies twee elementen per liggerbreedte van 2 meter. De hiergenoemde lokale effecten worden later apart beschouwd in het lokale model.

De gebruikte rekenmethode is gebaseerd op de Mindlin plaattheorie. Het gebruik van deze plaattheorie is noodzakelijk omdat deze het verloop van torsie nabij de brugdekrand goed voorspelt. De torsiemomenten zullen nabij de plaatrand naar nul lopen en een geconcentreerde dwarskracht vormen. Voor het ontworpen brugdek is dit een belangrijk effect zijn. De rondlopende torsieschuifstroom resulteert dan immers in een geconcentreerde dwarskracht in het lijf van de randliggers. Om de dwarskracht in deze liggers goed te berekenen is het belangrijk dat deze dwarskracht, v_x , goed bereken wordt. Hiervoor wordt aangeraden om een netverfijning nabij de plaat randen toe te passen, van 5 of meer elementen over de rand zone (edge zone) [45, p. 290]. Deze rand zone is ongeveer even breed als de plaat hoog is, zodat deze ongeveer 3 meter breed wordt voor een brugdek van 100 meter. In deze rand zone zou dat een elementgrootte van ongeveer 0,5 meter opleveren. Hieronder zijn de resultaten van een berekening met en zonder netverfijning vergeleken:



Figuur 11-6 de plaat torsie in het brugdek, rechts is geen netverfijning toegepast, links is wel een netverfijning met een grote van 0,5 meter toegepast.

In Figuur 11-6 is een afbeelding geplaatst van het torsiemoment door een uniforme belasting op het brugdek. Stijfheden van berekend voor de berekende oplossing zijn gebruikt. Aan de bovenzijde is geen netverfijning toegepast en aan de onderzijde wel. Zichtbaar is dat er nauwelijks een verschil is tussen de torsiemomenten in de onder- en bovenzijde. Ook als de numerieke waarde van v_x en v_y uitgelezen worden, is er nauwelijks een verschil tussen de berekening met en zonder netverfijning.

Uit het model volgt dat het torsiemoment zich langzaam opbouwt vanaf de rand van het brugdek. De oorzaak hiervan is de relatief lage afschuifstijfheid in de lengterichting, D_{44} . Voor het brugdek met een overspanning van 100 meter is de netverfijning dus niet noodzakelijk, maar voor kortere overspanningen zal de constructiehoogte en dus de lengte van de rand zone kleiner zijn, zodat het toch noodzakelijk is om een netverfijning toe te passen. De netverfijning met elementen van 0,5 meter is daarom consequent toegepast bij alle plaatberekeningen van het brugdek.

11.5.3 Materiaalstijfheden

Voor de stijfheden is gebruik gemaakt van de korte-duurstijfheden afhankelijk van de gebruikte betonsterkteklasse. De afschuifmodulus is bepaald aan de hand van deze E-modulus met de formule:

$$G_{cm} = \frac{E_{cm}}{2 * (1 + \nu)}$$

Als Poisson-ratio voor het beton is 0,2 aangehouden.

Onderdelen van de constructie die voorgespannen zijn hebben een in hogere stijfheid de in bruikbaarheids- en uiterste grenstoestand dan de niet voorgespannen constructiedelen daarom worden correctiefactoren toegepast op deze gewapende onderdelen. De volgende factoren zijn toegepast:

$C_{M, \text{ niet gescheurd}}$	1,0 [-]	Buiging, niet gescheurd
$C_{M, \text{ gescheurd}}$	0,5 [-]	Buiging, gescheurd
$C_{A, \text{ niet gescheurd}}$	1,0 [-]	Afschuiving, niet gescheurd
$C_{A, \text{ gescheurd}}$	0,4 [-]	Afschuiving, gescheurd

Tabel 11-1 een tabel met de gebruikte correctiefactoren voor de stijfheid van constructiedelen.

De factoren $C_{M, \text{ niet gescheurd}}$ en $C_{A, \text{ niet gescheurd}}$ zijn gesteld op 1,0 dit omdat in een voorgespannen constructiedeel minder snel scheurvorming zal optreden, zodat de stijfheid van deze delen veel minder snel zal teruglopen. De factor $C_{M, \text{ gescheurd}}$ is op 0,5 gesteld, dit is hoger dan de door de door NEN-EN 1992-1-1 5.8.5 voorgestelde waarde van 0,33. Deze hogere factor is afgeleid uit de bestaande praktijk bij Spanbeton, waar een hogere stijfheid te verwachten valt door de relatief grote hoeveelheid wapening die wordt toegepast in de viaducten. De factor $C_{A, \text{ gescheurd}}$ is afgeleid uit een bestaande vuistregel voor de torsiestijfheid van een gewapende betonnen balk die stelt dat indien deze gescheurd is slechts 40% van de stijfheid in rekening gebracht mag worden. Een toelichting op deze coëfficiënten is te vinden in paragraaf 11.5.7.

11.5.4 Buigstijfheid in de x-richting (D_{11})

De buigstijfheid in de x-richting is bepaald met de volgende formule:

$$D_{11} = \frac{E * C_{m, \text{ niet gescheurd}} * I_y}{b_{eff}}$$

Hierbij is de stijfheid van de delen van de constructie die onderhevig zijn aan dwarscontractie vermenigvuldigd met een hogere E-modulus bepaald op de volgende manier:

$$E_{dwarscontractie} = E_{cm} / (1 - \nu^2)$$

Dit wordt voor de liggers alleen toegepast op de onder- en bovenflens. Ook voor de berekening van de stijfheidsparameter D_{22} is hiervan gebruik gemaakt. De invloed van deze verhoogde E-modulus op de stijfheidsparameters is gering, voor een betonnen brug zal dit ongeveer 4% zijn.

11.5.5 Buigstijfheid in de y-richting (D_{22})

De buigstijfheid in de y-richting is bepaald met de volgende formule:

$$D_{22} = E_{dwarscontractie} * C_{m, \text{ niet gescheurd}} * I_x$$

Het oppervlaktetraagheidsmoment in de dwarsrichting, I_x , is bepaald door deze te berekenen voor de onder- en bovenflens. Als dikte van de onderflens is de dikte van de flens nabij de voeg genomen. De hogere stijfheid door de in hoogte verlopende onderflens en de lager stijfheid van de voeg door de lagere betonsterkteklasse en afwijkende stijfheid van de voegmortel zijn ook verwaarloosd.

De constructie is voorgespannen met externe voorspanning in de y-richting. Om de torsiestijfheid van het brugdek in de uiterste grenstoestand te kunnen garanderen zal deze voorspanning zo ontworpen worden dat ook in de uiterste grenstoestand de constructie onder drukstaat. Hierdoor kunnen de voegen tussen de liggers niet openklappen, iets wat normaal gebruikelijk is voor extern voorgespannen bruggen in de uiterste grenstoestand. Hierdoor zal

de buigstijfheid in de y-richting niet afnemen in de uiterste grenstoestand, daarom wordt gerekend met een niet gescheurde stijfheid.

11.5.6 Dwarscontractie (D_{12})

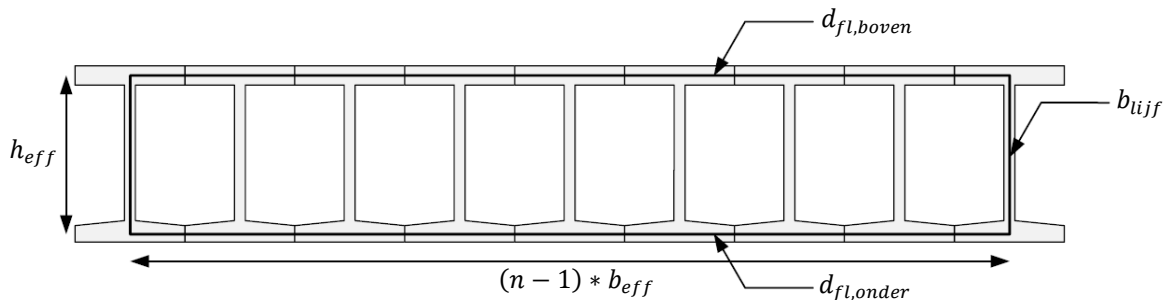
De dwarscontractie is berekend met de volgende formule:

$$D_{12} = v * \min(D_{11}; D_{22})$$

11.5.7 Torsiestijfheid (D_{33})

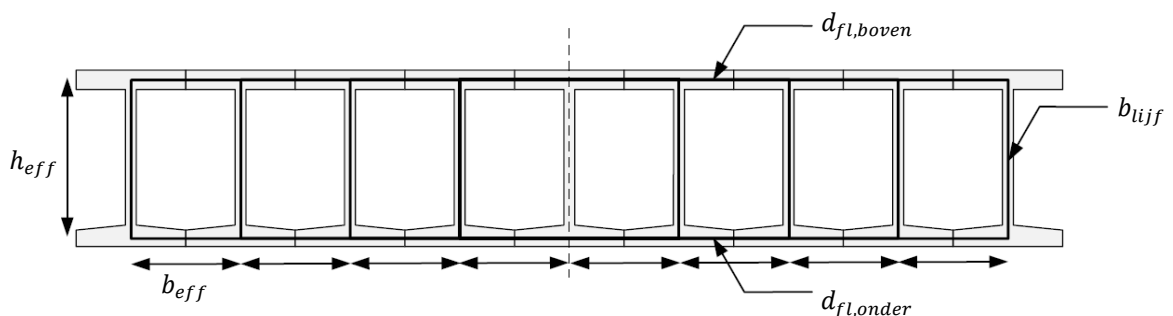
Om de torsiestijfheid van het brugdek te bepalen zijn twee methode beschreven, een eenvoudige methode en een meer geavanceerde methode. Met de eenvoudige methode wordt het torsietraagheidsmoment bepaald met alleen de buitenste constructie delen, de inwendige lijven worden verwaarloosd omdat deze relatief weinig bijdragen [45]. De formule voor de torsiestijfheid wordt dan:

$$I_t = G * \frac{4 * A_k^2}{2 * \frac{h_{eff}}{b_{lijf}} + \frac{(n-1) * b_{eff}}{d_{fl,onder}} + \frac{(n-1) * b_{eff}}{d_{fl,boven}}} \quad \text{met } A_k = h_{eff} * (n-1) * b_{eff}$$



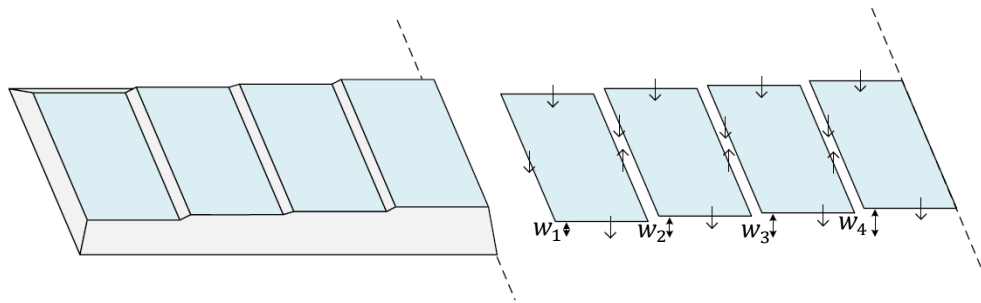
Figuur 11-7 een schets van de schematisering van de constructie waarmee de torsie stijfheid op de eenvoudige manier bepaald kan worden.

Bij de tweede, meer geavanceerde methode worden de inwendige lijven niet verwaarloosd bij het bepalen van de torsiestijfheid. De torsiestijfheid wordt bepaald door het oplossen van het zeepvliesmodel [46, pp. 44-46].



Figuur 11-8 een schets van de schematisering van de constructie waarmee de torsie stijfheid op de geavanceerde manier bepaald kan worden.

Om de torsie stijfheid te bepalen wordt de inhoud onder het zeepvlies bepaald, de gaten tussen de constructie delen zijn opgevuld met gewichtsloze platen, daartussen is het zeepvlies gespannen. Er wordt gebruik gemaakt van symmetrie zodat slechts de helft van de vergelijkingen opgelost hoeft te worden. Voor elk van deze vier platen zijn de evenwichtsvergelijkingen opgesteld tussen de druk op de plaat, p en de krachten in het zeepvlies, deze krachten zijn geschetst in Figuur 11-9. Nadat de verplaatsing per plaat, w_1 t/m w_4 zijn gevonden. Wordt de volgende substitutie toegepast: $w_i = \phi_i$ en $p = 2 * \theta$. De inhoud van de Φ -heuvel is bepaald. 2 maal deze inhoud is gelijk aan het wringend moment, zodat hieruit de torsiestijfheid bepaald kan worden.



Figuur 11-9 een schets van de halve constructie met links de Φ -heuvel en rechts de krachten van het zeepvlies op de gewichtsloze plaatjes.

De vergelijkingen zijn opgelost, rekening houdend met een niet gelijke afschuifmodulus voor de lijven en de flenzen van de constructie. Deze formule is ingevuld in de Excel berekening, zodat de stijfheid eenvoudig bepaald kan worden voor verschillende afmetingen van de constructie. Deze formule is vanwege de lengte weggelaten, maar de complete berekening is toegevoegd als bijlage C1.

De eenvoudige berekening, als een dunwandige koker, resulteert in een ongeveer 25 tot 30 % lagere torsiestijfheid dan de meer geavanceerde methode voor een brugdek bestaande uit 9 liggers. Maar de berekende resultaten voor het buigend moment in de x-richting zullen slechts 1 tot 2 % afwijken.

Bij beide methoden is de stijfheid van de flenzen en lijven gecorrigeerd met de factoren $C_{A, \text{niet gescheurd}}$ en $C_{A, \text{gescheurd}}$. Voor gewapende betonnen balken belast op torsie is het gebruikelijk om met slechts 40 % van de elastische torsiestijfheid te rekenen. Dit omdat de stijfheid in balken, na het scheuren van het beton sterk terugloopt. In de beschreven constructie zijn de boven- en onderflens echter voorgespannen in twee richtingen, zodat deze als niet gescheurd verondersteld kunnen worden. De totale torsiestijfheid van het brugdek zal dus niet met 40% teruglopen. Daarom wordt de factor $C_{A, \text{gescheurd}}$, van 0,4, alleen toegepast op de gewapend lijven van de constructie en wordt een factor $C_{A, \text{niet gescheurd}}$ van 1,0 gebruikt op de flenzen van het brugdek. Door deze methode wordt effectief een torsiestijfheid van ongeveer 96% van de totale niet gescheurde torsiestijfheid gebruikt in het plaatmodel. Deze $C_{A, \text{gescheurd}}$ is tevens toegepast op alle niet voorgespannen op afschuiving belaste delen, specifiek de D_{44} om de juiste relatieve stijfheden van het brugdek te gebruiken.

Methode:	D_{33}	Percentage totale stijfheid
Volledig gescheurd door torsie	6456 [MNm]	40 %
Gebruikte methode, de flenzen niet gescheurd en het lijf wel gescheurd.	15516 [MNm]	96 %
Volledig niet gescheurd door torsie	16140 [MNm]	100 %

Tabel 11-2 een tabel met het percentage van de totale torsiestijfheid die in rekening wordt gebracht indien verschillende constructie onderdelen gescheurd of niet gescheurd zijn verondersteld.

De stijfheid, D_{33} is vervolgens bepaald met de volgende formule waarbij de totale torsiestijfheid uitgespreid wordt over de volledige breedte van het brugdek.

$$D_{33} = \frac{GI_t}{4 * \text{brugdekbreedte}}$$

De torsiestijfheid van het brugdek is op deze manier bepaald als een dunwandige doorsnede, dit betekend dat de eigen torsiestijfheid van de plaatdelen verwaarloosd is. Deze dragen relatief gezien zeer weinig bij aan een hogere torsiestijfheid. Ook de torsiestijfheid van de uitstekende flensdelen is verwaarloosd, deze draagt relatief gezien ook nauwelijks bij aan een hogere torsiestijfheid.

11.5.8 Afschuifstijfheid in de x-richting (D_{44})

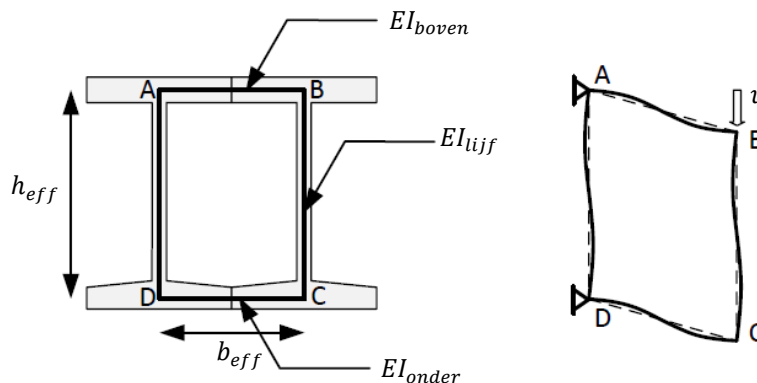
De afschuifstijfheid in de x-richting is bepaald met de volgende formule:

$$D_{44} = \frac{5}{6} * \frac{b_{lijf}}{b_{eff}} * h * G * C_{A, \text{gescheurd}}$$

De stijfheid D_{44} heeft relatief weinig invloed op de resultaten van de krachtsverdeling berekening. Eventueel zou de correctiefactor $C_{A, \text{gescheurd}}$ verwaarloosd kunnen worden, Dit heeft relatief weinig invloed op de resultaten, maar omdat zowel de torsiestijfheid en de afschuifstijfheid in de y-richting gecorrigeerd zijn met de factoren voor het al dan niet gescheurd zijn is de correctiefactor ook toegepast voor de berekening van de D_{44} .

11.5.9 Afschuifstijfheid in de y-richting (D_{55})

De afschuifstijfheid in de y-richting van het brugdek zal bij deze oplossing bijzonder laag zijn, omdat het brugdek in de y-richting zich als een vierendeelvakwerk zal gedragen. Dit betekent dat de dwarskracht in de y-richting zorgt voor buiging in het raamwerk bestaand uit de lijven, onder- en bovenflenzen van de ligger, zoals geschetst in Figuur 11-10.



Figuur 11-10 een schets van de schematisering van de constructie als raamwerk in de y-richting en links het vervormde raamwerk onder invloed van de vervorming u .

De D_{55} is bepaald door de afschuifstijfheid van dit raamwerk te bepalen, hierbij is de vervorming door de normaalkracht verwaarloosd, omdat deze relatief weinig invloed op de vervorming heeft [45]. Deze vergelijkingen zijn opgelost en omgeschreven naar een formule met h_{eff} , b_{eff} en de buigstijfheden van de lijven, boven- en onderflens. De buigstijfheid van de lijven is gecorrigeerd met de factor 0,5 omdat deze door zowel de afschuiving van het beschouwde deel gebruikt worden als door de afschuiving van de aangrenzende delen. De verhouding tussen de verplaatsing u en de kracht F_{vy} op het raamwerk is gedeeld door de effectieve breedte om zo de formule voor de D_{55} te vinden. Deze formule is ingevoerd in Excel zodat eenvoudig voor verschillende afmetingen van de constructie de stijfheid D_{55} berekend kan worden.

$$D_{55} = \frac{12EI_{lijf}(b_{eff}(EI_{boven} + EI_{onder})EI_{lijf} + 6EI_{boven}EI_{onder}h_{eff})}{(EI_{lijf}^2b_{eff}^2 + 2b_{eff}h_{eff}(EI_{boven} + EI_{onder})EI_{lijf} + 3EI_{boven}EI_{onder}h_{eff}^2)b_{eff}}$$

De buigstijfheid van de lijven is vermenigvuldigd met de factor $C_{M, \text{gescheurd}}$ omdat deze gewapend en niet voorgespannen zijn. De buigstijfheid van de flenzen is vermenigvuldigd met de factor $C_{M, \text{niet gescheurd}}$ omdat deze wel voorgespannen zijn en zich dus stijver gedragen.

Methode:	D_{55}	Percentage totale stijfheid
Volledig gescheurd door buiging	76 [MN/m]	50 %
Gebruikte methode, de flenzen niet gescheurd en het lijf wel gescheurd.	103 [MN/m]	68 %
Volledig niet gescheurd door buiging	152 [MN/m]	100 %

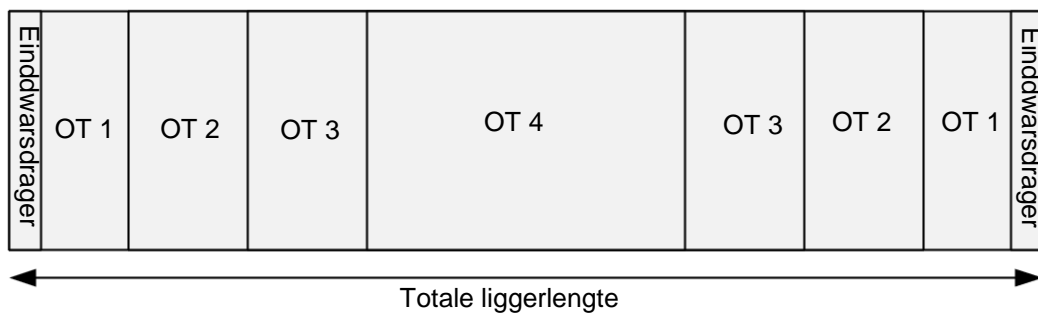
Tabel 11-3 een tabel met het percentage van de totale afschuifstijfheid die in rekening wordt gebracht indien verschillende constructie onderdelen gescheurd of niet gescheurd zijn verondersteld.

Ook bij de randligger van het brugdek kan dezelfde D_{55} toegepast worden als voor de veldliggers, mits de liggers een identieke buigstijfheid hebben. Hierbij zou de buigstijfheid van een van de lijven volledig, zonder factor 0,5 berekend kunnen worden. Dit lijf van de randligger wordt namelijk maar aan een zijde verbogen door de afschuiving. Maar dit betekent tegelijk ook dat deze stijfheid over een grotere breedte verdeeld moet worden zodat effectief dezelfde stijfheid behouden blijft.

11.5.10 Stijfheidsmatrix per liggerdeel

De liggers waaruit het brugdek opgebouwd is zullen niet op elk punt een gelijke doorsnede hebben. Daarom zullen voor elke doorsnede aparte stijfheidsparameters bepaald moeten worden. Vervolgens worden deze aan het juiste stuk brugdek toegewezen.

In het Excel-programma kunnen maximaal 4 verschillende doorsneden ingevoerd worden hiervoor worden dus ook 4 verschillende stijfheidsmatrixen berekend, OT 1 t/m OT4. Tevens wordt bij de opleggingen een stijfheid ingevoerd voor de einddwarsdrager.

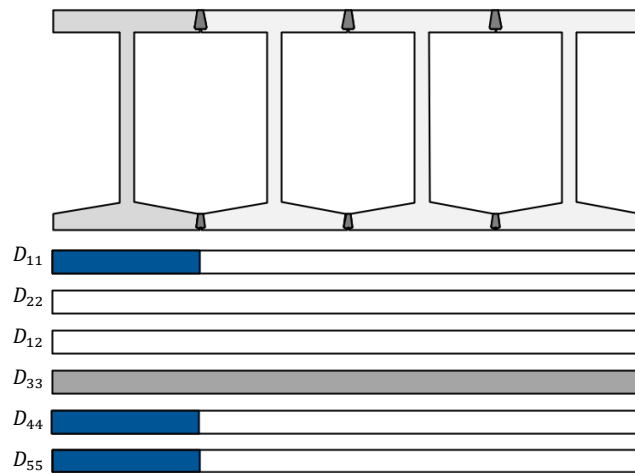


Figuur 11-11 een schets van de gebruikte orthotope parameters per brugdekdeel.

11.5.11 Randliggers

Zoals vermeld in paragraaf 10.1.8 is geen unieke randligger voor het brugdek ontworpen, maar is slechts gebruik gemaakt van het ontwerp van de veldligger aangevuld met de extra brede ribben voor het verankeren van de dwarsvoorspanning. Om toch verschillende brugdek breedtes te kunnen bouwen zal de breedte van de randligger kunnen variëren. Voor de toepassingssituatie, een brugdek met een breedte van 17,8 meter zal dit resulteren in randliggers met een breedte van 1,9 meter.

Voor de randliggers kunnen aparte stijfheidsparameters geformuleerd worden, die dan toegepast worden voor de randligger in het plaatmodel. De stijfheden D_{11} en D_{44} zullen bij de beschreven randliggers van 1,9 meter nauwelijks afwijken. De stijfheden D_{22} en D_{12} zullen zelfs identiek zijn. De stijfheidsparameter D_{55} zal ongeveer 2 maal zo groot worden door de grotere stijfheid van de verbrede ribben. De bepaling van de stijfheidsparameter D_{33} zal afwijken van de beschreven methode. Deze stijfheid wordt namelijk bepaald voor het volledige brugdek en vervolgens uitgesmeerd over de brugdekbreedte. De rand en veldligger zullen dus geen afwijkende torsiestijfheid hebben, maar de breedte van de randligger zal er wel invloed op hebben.



Figuur 11-12 een schets met de mogelijke verschillende stijfheden tussen de rand- en veldliggers

Voor de krachtsverdeling berekening die gemaakt is om de haalbaarheid van de samengestelde liggerbrug te toetsen is uitgegaan van een brugdek bestaand uit alleen maar veldliggers. Hiervoor is gekozen om te voorkomen dat de berekening van de orthotrope stijfheden onnodig ingewikkeld wordt. De resultaten voor een brugdek bestaand uit alleen maar veldliggers en een bestaand uit 7 veldliggers en twee randliggers van 1,9 meter breed verschillen nauwelijks.

11.5.12 Opleggingen

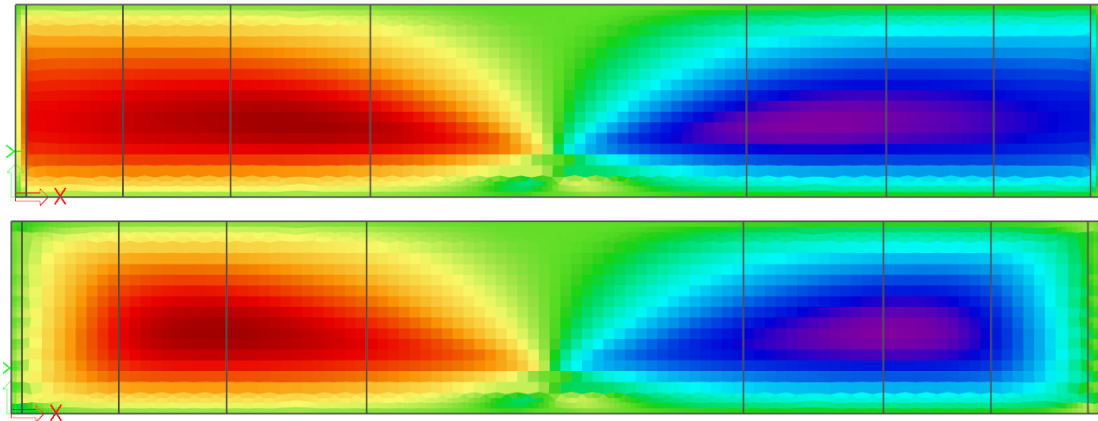
Bij krachtsverdeling berekening is aangenomen dat het brugdek opgelegd wordt op standaard oplegblokken. Deze zijn geschematiseerd als een verende puntvormige ondersteuning die geplaatst wordt onder iedere ligger. De opleggingen zijn geplaatst halverwege de breedte van deze ligger en op een afstand van 500 mm vanaf het liggereinde.

De stijfheid van deze verende ondersteuning is standaard te hoog geschat, dit geeft namelijk conservatieve resultaten wat betreft de spreiding van de belasting in het brugdek. De veerstijfheid die geschat is voor deze oplegblokken is: 4000 MN/m. Deze waarde is geschat voor een oplegblok met een opleg reactie van ongeveer 4000 kN en een oppervlakte van 400 x 700 mm.

11.5.13 Einddwarsdrager

Zoals beschreven in paragraaf 10.1.17 is het brugdek voorzien van een einddwarsdrager, maar het kan ook uitgevoerd worden zonder. Door de einddwarsdrager zal het brugdek een hoger dwarsafschuifstijfheid, D_{55} , hebben ter plaatse van de opleggingen. Deze hogere dwarsafschuifstijfheid is zeer belangrijk omdat deze de inleiding van het torsiemoment beïnvloedt.

Om de inleiding van de torsie van de oplegging in het brugdek goed te bepalen is het dus belangrijk dat de einddwarsdrager mee gemodelleerd wordt, als deze aanwezig is. Om de invloed van de einddwarsdrager te bepalen zijn twee EEM berekeningen van hetzelfde brugdek vergeleken, een met en een zonder einddwarsdrager.



Figuur 11-13 de torsie in de plaat voor een laststelsel in het midden van het brugdek, voor een brugdek met einddwarsdrager (boven) en zonder einddwarsdrager (onder).

In Figuur 11-13 is het torsiemoment voor de twee brugdekken vergeleken. Zichtbaar is dat zonder einddwarsdrager het maximale torsiemoment zich pas op een aanzienlijke lengte van de oplegging voordoet (ongeveer 10 meter). De oorzaak van deze lange overgangszone is de zeer lage dwarsafschuifstijfheid van het brugdek. Dit is ook terug te zien in de vergelijkingen voor het plaatmodel.

$$v_y = D_{55} * \gamma_y$$

$$v_y = \frac{\delta m_{xx}}{\delta y} + \frac{\delta m_{xy}}{\delta x}$$

Door de lage stijfheid, D_{55} , zal v_y relatief klein zijn. Dit heeft tot gevolg dat er een grote lengte in de x-richting noodzakelijk is voordat m_{xy} volledig is ontwikkeld. Tevens zorgt de opbouw zonder einddwarsdrager ervoor dat in de ligger nabij de oplegging grote dwarskrachten in de y-richting voorkomen. Deze dwarskrachten zullen zorgen voor grote buigende momenten in de ligger. Ook om deze te voorkomen is het zinvol om de einddwarsdrager te gebruiken.

De stijfheidsparameters van de einddwarsdrager zijn gelijk gehouden aan die van het aangrenzende liggerdeel, met uitzondering van de D_{55} . Dit is gedaan omdat de krachten over de korte breedte van de einddwarsdrager weinig ruimte heeft om zich te verdelen. De afwijkende D_{55} is berekend met de volgende formule:

$$D_{44} = \frac{5}{6} * h * G * C_{A,gescheurd}$$

Nabij de oplegging is het ook van belang om een voldoende klein net te kiezen, dit om de inleiding van de torsie voldoende nauwkeurig te kunnen berekenen. Daarom is hier dezelfde netverfijning toegepast als bij de randen van het brugdek.

11.6 Lokale effecten

Naast de belastingen uit het eigengewicht en de belastingen uit het plaatmodel wordt er nog een derde berekening gemaakt om de krachten in de constructie te bepalen. Dit zijn de lokale effecten van de exacte plaatsing van de wiellast op het brugdek. Dit is noodzakelijk omdat in het orthotroop plaatmodel niet het buigend dwarsmoment in de bovenflens bepaald kan worden. De plaatsing van de wiellast zal namelijk slechts leiden tot een buigend moment over de hele constructiehoogte en niet alleen in de bovenflens. Ook voor de dwarskracht, v_y , geldt dat niet de dwarskracht in de voeg bepaald wordt maar slechts over de gehele constructie. Om een compleet overzicht te krijgen van de effecten van de plaatsing van de aslast worden deze apart bepaald. Ook wordt de belasting door asfalt laag en de UDL verkeersbelasting als lokaal effect op het brugdek beschouwd.

Om de bovenflens, tevens het brugdek, goed te kunnen toetsen is het zeer belangrijk dat deze lokale effecten goed bepaald worden. Dit geldt in het bijzonder voor de voeg tussen de liggers, omdat hier immers vanuit het plaatmodel geen buigend moment wordt gevonden, m_{y,v_y} is nul ter plaatse van de voeg. Maar deze voeg is wel zeer belangrijk om de hoeveelheid

dwarsvoorspanning te toetsen. Daarom is in paragraaf 11.6.2 extra aandacht besteed aan het bepalen van dit lokale buigende moment en specifiek ook de interactie met de dwarsvervorming van het raamwerk dat de constructie in dwarsrichting vormt.

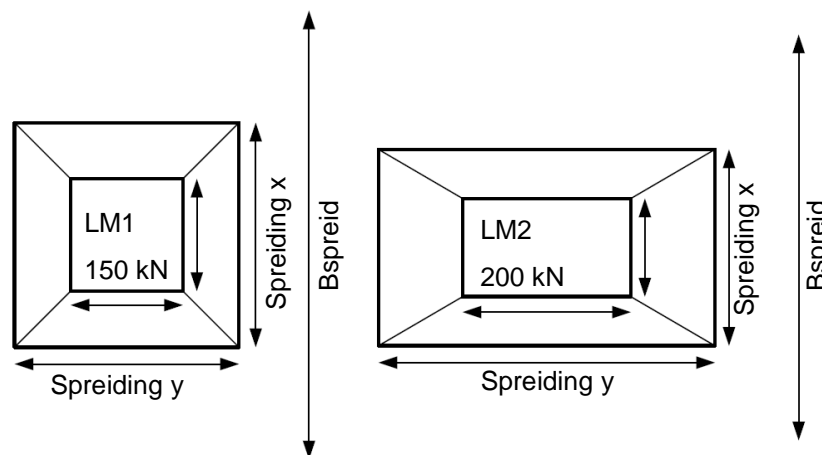
11.6.1 Wiellast

Voor het toetsen van de lokale effecten wordt gebruik gemaakt van twee mogelijke wiellasten. De zwaarste wiellast van LM1, met een kracht van 150 kN en een oppervlakte van 400 bij 400 mm. De tweede wiellast waarmee de lokale effecten getoetst worden is een wiellast van 200 kN met een oppervlakte van 350 bij 600 mm, volgens LM2 [8]. Deze belasting mag gespreid worden onder een hoek van 45 graden door de asfalt verharding en voor het buigend moment ook door de helft van de dikte van de bovenflens. Deze spreiding is in Figuur 11-14 weergegeven als de spreiding x en spreiding y. In de lengterichting kan deze lokale belasting zich verder spreiden over het brugdek, het brugdek is immers een plaat. Deze spreiding is benaderd met de spreidingsbreedte B_{spreid} . Deze spreiding is gebaseerd op het momentennulpunt volgens de bij Spanbeton gebruikte methode.

$$B_{\text{spreid, buigend moment}} = \min(0,75 * L_{th}, 0,5 * x_{\text{spreid}} + h. o. h_{\text{wiel}})$$

$$B_{\text{spreid, dwarskracht}} = \min(x_{\text{spreid}} + y_{\text{spreid}} + h; 0,5 * x_{\text{spreid}} + 0,5 * y_{\text{spreid}} + h. o. h_{\text{wiel}} + 0,5 * h)$$

Voor de bepaling van het maximale buigend moment in de voeg zijn de lokale effecten bepaald met behulp van de oorspronkelijke aslast, feitelijk twee maal deze wiellast met een onderlinge afstand hart op hart afstand van 2 meter.



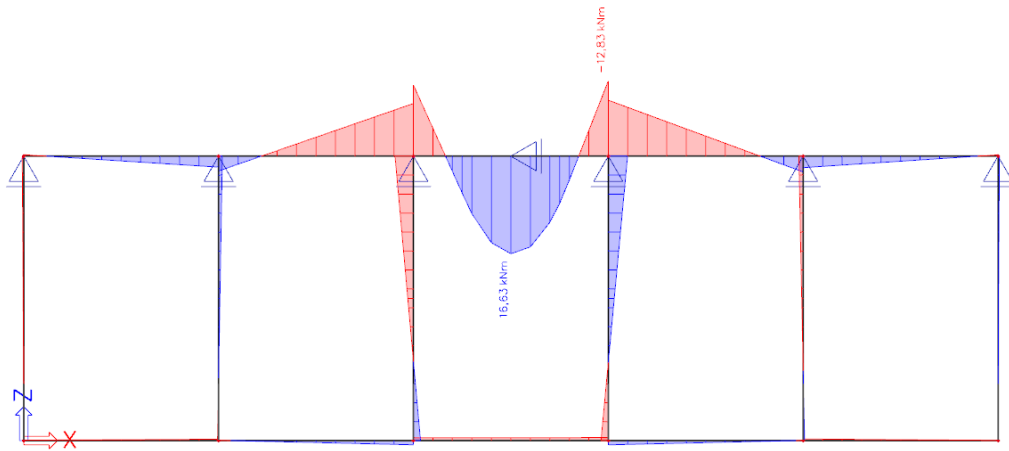
Figuur 11-14 een schets van de twee gebruikte wiellasten voor het bepalen van de lokale effecten op het brugdek.

De oriëntatie van het belastingsvlak van LM 2 is afwijkend van de door Spanbeton gehanteerde methode. Hiervoor is gekozen omdat NEN-EN 1991-2 4.3.3 stelt dat de aslast op ieder willekeurig positie van de rijweg behoort te zijn toegepast, niet iedere rotatie. Figuur 4.3 beschrijft vervolgens de oriëntatie van het belastingsvlak ten opzichte van de lengterichting van het brugdek, deze oriëntatie is aangehouden voor het bepalen van de lokale effecten.

11.6.2 Maximaal dwarsmoment in de voeg ten gevolge van de lokale effecten

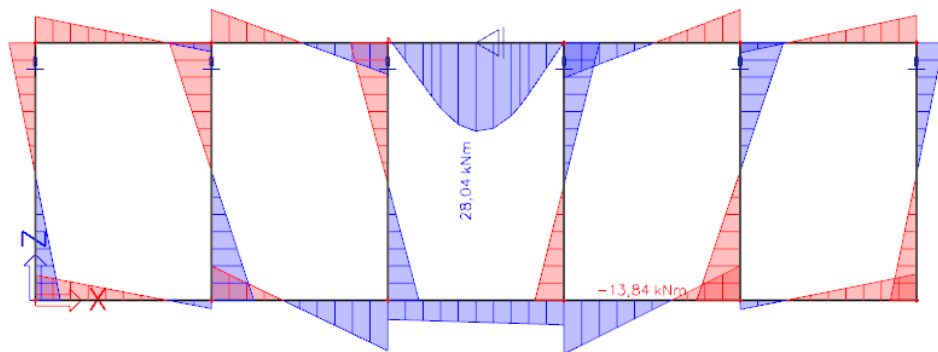
Voor de bestaande prefab liggerbruggen worden de lokale effecten van de belasting bepaald met een liggermodel dat uitgaat van een inklemming aan beide zijde. Dit lokale moment wordt vervolgens gecombineerd met het globale moment. Voor de samengestelde liggerbrug wordt het globale dwarsmoment, m_y , niet gecombineerd met het lokale dwarsmoment, $m_{y, \text{Lokaal}}$. Het dwarsmoment zal namelijk als een trek en drukkracht in de flenzen te vinden zijn, terwijl de lokale belasting alleen op de bovenflens werkt. Hierdoor zal het ontwerp van de voeg en dwarsvoorspanning sterk afhankelijk zijn van dit lokale buigend moment. Daarom is het ook zeer belangrijk dat dit lokale effect juist wordt bepaald.

Om het gedrag van de constructie te onderzoeken is een raamwerk berekening gemaakt van de lokale effecten. Alleen de belasting van de wiellast is hierbij beschouwd. Deze wiellast is aangebracht op de middelste bovenflens. De gebruikte buigstijfheden corresponderen met die van het gebruikte ontwerp.



Figuur 11-15 een afbeelding van de momentenlijn volgend uit de raamwerkberekening, met de wiellast op de middelste bovenflens.

Uit dit model blijkt dat een schematisering als ingeklemde ligger het buigend moment halverwege de belaste staaf, dus in de voeg, onderschat. De constructie is dus niet als een ingeklemde ligger te schematiseren. Maar de hierboven gebruikte schematisering is nog steeds niet geschikt om het buigend moment in de voeg te bepalen. Door het verschil in zakking tussen de liggers zal immers ook extra buiging in het belaste raamwerk ontstaan. In het onderstaande figuur is dit berekend door de opleggingen te vervangen door veren met een stijfheid gelijkwaardig aan die van de liggers in de middendoorsnede van het 100 meter lange brugdek.



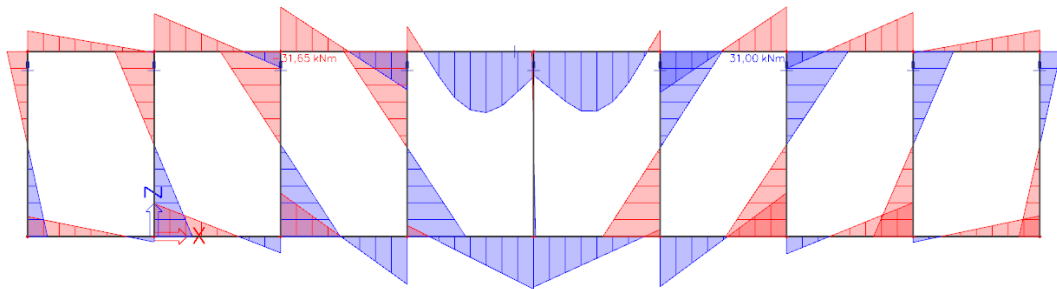
Figuur 11-16 een afbeelding van de momentenlijn volgend uit de raamwerkberekening, met de wiellast op de middelste bovenflens.

Uit de berekening blijkt dat het maximaal buigend moment in de voeg groter wordt door deze extra dwars afschuifvervorming van het raamwerk. De grootte hiervan is sterk afhankelijk van de verhouding tussen de stijfheid van de flenzen en de stijfheid van de lijven van de ligger. Maar in het meest ongunstigste geval kan het buigend moment in de voeg door de combinatie van dwarsafschuiving en de lokale plaatsing van de wiellast zelfs groter worden dan berekend met een eenvoudig liggermodel op twee steunpunten. Daarom moet ook de interactie tussen de dwarsafschuiving en het lokale effect van de wiellast beschouwd worden om de voeg tussen de liggers te kunnen toetsen.

De hierboven gebruikte schematisering is om een andere reden niet volledig voor het bepalen van het maximale buigend moment in de voeg tussen de liggers. De gebruikte wiellast is

namelijk onderdeel van een aslast. NEN-EN 1991-2 4.3.2 (5) stelt namelijk dat voor lokale toetsing een tandemstelsel, dus beide wiellasten, behoort te zijn toegepast op de meest ongunstige positie. Ook voor LM2 wordt in NEN 1991-1 4.3.3 (1) gesteld dat de wiellast onderdeel is van een tandemstelsel maar dat deze los toegepast mag worden als deze relevant is. Afhankelijk van de stijfheden van het lijf en de flenzen zal deze schematisering met twee wiellasten leiden tot een licht groter buigend moment in de voeg.

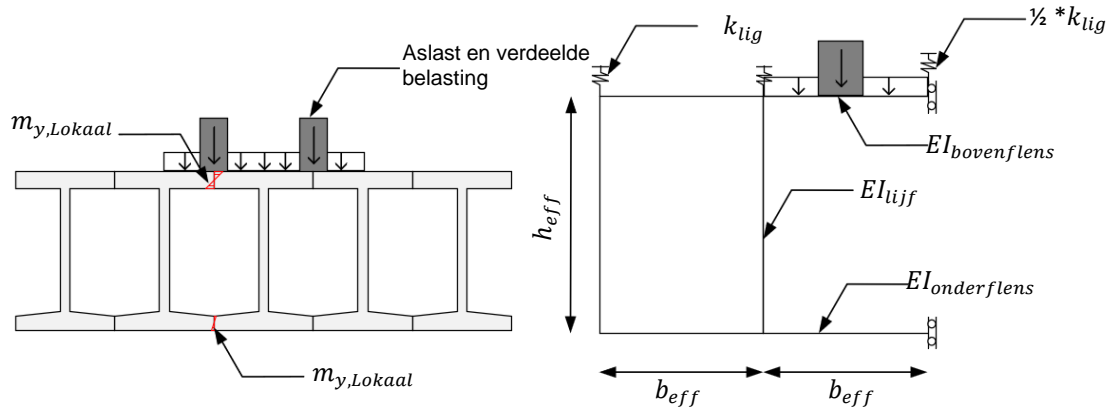
In het onderstaande figuur is het verloop van de momentenlijn afgebeeld van de raamwerkberekening met de volledige brugdekbreedte, dus 9 liggers. Twee wiellasten zijn geplaatst op de bovenflens, dit leidt tot de grootste afschuifvervorming in de raamwerken zowel in deze schematisering als in het orthotroop plaatmodel. De buigende momenten ter plaatse van de voeg zijn het grootst met de plaatsing van de aslast midden op het brugdek.



Figuur 11-17 een afbeelding van de buigende momenten in het brugdek, met de twee wiellasten geplaatst op de middelste bovenflenzen.

Het hierboven beschreven veren model kan gebruikt worden om de buigende momenten en dwarskrachten op het raamwerk dat de liggers vormen te bepalen. Om te voorkomen dat voor elke doorsnede een aparte berekening gemaakt moet worden met alle belastingcombinatie en verschillende veerstijfheden zijn de lokale effecten bepaald met eenvoudigere schematisering. Dit is voldoende om de haalbaarheid van het ontwerp te toetsen, maar om de dwarsvoorspanning exact te bepalen heeft het raamwerk model met verende ondersteuning de voorkeur. In deze schematisering kan dan gelijk de dwarsvoorspanning als kracht op het raamwerk aangebracht worden om de buiging in het lijf van de randligger ten gevolge van de aangrijpende kracht van de dwarsvoorspanning juist te combineren met de effecten door de lokale plaatsing van de wiellast.

Om de haalbaarheid van het ontwerp te toetsen in gebruik gemaakt van de onderstaande schematisering. De veerstijfheid van de veren correspondeert met de doorbuiging van de ligger halverwege de overspanning. Deze schematisering geeft, voor het beschreven ontwerp van de 100 meter brug vergelijkbare waarde als wat gevonden zou worden door middel van een berekening van het complete raamwerk. Een belangrijk voordeel van deze schematisering is dat met dit model ook een waarde gevonden kan worden voor het buigend moment ter plaatse van de voeg tussen de onderflenzen. Ook de lokale effecten ten gevolge van de gelijkmatige verdeelde verkeersbelasting en het eigengewicht van het asfalt zijn op deze wijze bepaald.



Figuur 11-18 een schets van het gebruikte raamwerk model dat gebruik maakt van symmetrie voor het bepalen van de buigende momenten in de voegen tussen de liggerdelen.

De veerstijfheid voor het raamwerkmodel is afgeleid van de liggerstijfheid en bepaald met de volgende formule:

$$k_{lig} = 48 * \frac{EI}{L_{th}^3}$$

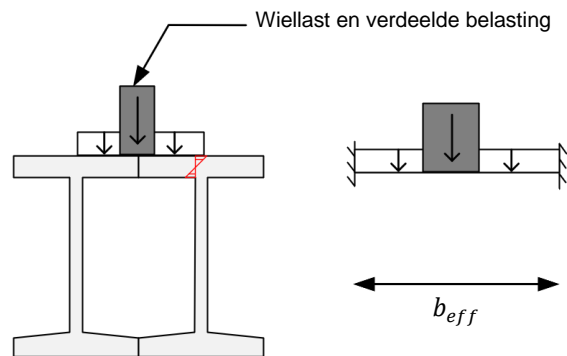
Door de lokale plaatsing van de wiel last zullen er ook buigende momenten in de liggerlijven ontstaan. Deze buigende momenten zijn niet bepaald met dit model omdat de buiging in deze lijven ten gevolge van de dwarse vervorming van het raamwerk altijd maatgevend is gebleken. Een voorwaarde is hierbij wel dat de wapening die wordt toegepast in de ribben over de volledige hoogte van het lijf aanwezig is.

De stijfheden van de staven in het raamwerk hebben een grote invloed op het buigend moment ter plaatse van de voeg tussen de bovenflenzen. Vooral een te slap liggerlijf kan een negatief effect hebben. In de onderstaande tabel is de invloed van een verandering in de stijfheid van de onderdelen beschreven. Vooral de invloed van de buigstijfheid van de bovenflens is belangrijk om te vermelden. Een dikkere bovenflens zal zorgen voor grotere buigend momenten, maar heeft tegelijkertijd minder voorspankracht nodig om deze grotere buigende momenten weg te drukken. Om dit effect goed te bepalen voor het ontwerp is ook het relatief ingewikkelde schematisering als raamwerk gebuikt.

Onderdeel en verandering:	Gevolg:
Toename in de buigstijfheid van de bovenflens	Buigend moment in de bovenflens neemt toe.
Toename in de buigstijfheid van de onderflens	Buigend moment in de bovenflens neemt af, in de onderflens neemt deze toe.
Toename in de buigstijfheid van het liggerlijf	Buigend moment in de bovenflens neemt af.
Veerstijfheid neemt toe (het raamwerk ligt dichter bij de oplegging)	Buigend moment in de bovenflens neemt af.

Tabel 11-4 deze tabel geeft een overzicht van de invloed van de stijfheid van de verschillende constructie onderdelen op het buigend moment in de voeg tussen de bovenflenzen.

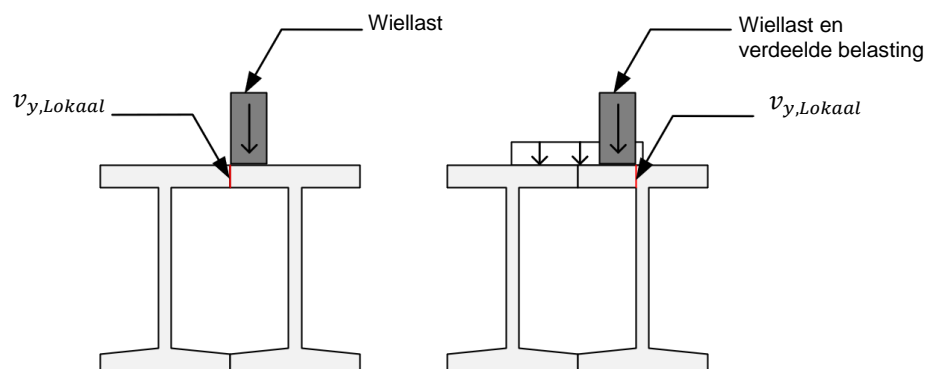
Het buigend moment ter plaatse van de aansluiting van de bovenflens op het liggerlijf is bepaald met het onderstaande eenvoudige liggermodel, hierbij is L_{th} gelijk aan de dagmaat tussen de liggerlijven. Dit model is een conservatieve benadering voor dit buigend moment, de berekening door middel van het raamwerk model laten altijd lagere waarde zien. Ook is het buigend moment door dwarsafschuiving in de bovenflens bijna altijd maatgevend voor dit onderdeel van de constructie.



Figuur 11-19 een schets van het gebruikte ingeklemde liggermodel om de buigende momenten in de bovenflens ten gevolge van de lokale belasting van de bovenflens te bepalen.

11.6.3 Maximale dwarskracht ten gevolge van lokale effecten

De maximale dwarskracht ten gevolge van de lokale effecten is bepaald voor twee situaties. In de eerste situatie staat de belasting direct naast de voeg. Hiermee wordt de maximale lokale dwarskracht in de voeg bepaald. In de tweede situatie wordt de wiellast direct naast het lijf geplaatst voor de maximale lokale dwarskracht ter plaatse van de aansluiting tussen het lijf en de flens. In Figuur 11-20 zijn deze twee situaties geschetst.



Figuur 11-20 een schets van de plaatsing van de wiellast om de maximale dwarskracht in de voeg (links) en direct naast het lijf (rechts) te bepalen.

Ook de maximale dwarskracht door de lokale belasting, $v_{y,lokaal}$, is bepaald met de schematisering als een ingeklemde ligger. Dit vereenvoudigde model is voldoende voor de ontwerpberekeningen. De extra dwarskracht die ontstaat in de boven- en onderflenzen door de vervorming van het vakwerk wordt beschouwd vanuit het orthotoop plaat model en dus niet bepaald met het lokale model.

11.6.4 Combinatie van lokale en globale effecten

De lokale effecten moeten gecombineerd worden met de globale effecten volgend uit het plaatmodel (en eventueel de effecten ten gevolge van het eigengewicht van de constructie).

Het lokale dwarsmoment ter plaatse van de voeg, $m_{y,Lokaal}$, moet gecombineerd worden met de globale effecten, m_y , volgend uit het plaatmodel. Deze twee maximale waarden zullen niet gelijktijdig optreden, maar een combinatie van deze twee zal voorkomen in de voeg tussen de eerste en tweede veldligger. Door deze twee effecten te combineren is dit conservatief meegenomen. Het dwarsmoment in de lijven ten gevolge van de dwarskracht, m_{y,v_y} , hoeft hierbij niet opgeteld te worden, omdat dit moment nul is ter plaatse van de voeg (zie Figuur 11-24). Wel is in het lokale model, bij het bepalen van $m_{y,Lokaal}$ de invloed van v_y

meegenomen, zodat de invloed van de dwarsafschuiving wel wordt meegenomen bij het toetsen van de voeg tussen de liggers.

Het lokale dwarsmoment ter plaatse van de aansluiting flens met lijf, $m_{y,Lokaal}$, hoeft niet opgeteld te worden bij het dwarsmoment ten gevolge van de dwarskracht, $m_{y,vy}$. Deze kunnen namelijk niet gelijktijdig optreden. Als de maximale wiellast namelijk in het midden tussen de liggers staat zal de belasting gelijk verdeeld worden over de liggers zodat de v_y in dit deel en dus de $m_{y,vy}$ nul is. In dit geval moet dus gezocht worden naar het maximum van deze twee waarde. Dit moet wel gecombineerd worden met de effecten ten gevolge van m_y .

De maximale lokale dwarskracht ter plaatse van de voeg hoeft niet gecombineerd te worden met de dwarskracht ten gevolge van de raamwerkbuiging ten gevolge van v_y , de $v_{y,vy}$. Dit omdat de wiellast die zorgt voor de maximale dwarskracht bijna tussen de liggers staat zodat de v_y en dus ook de $v_{y,vy}$ gelijk aan nul is voor deze combinatie. Er moet dus slechts gezocht worden naar de maximale waarde van beide. Deze dwarskracht in de voeg moet wel gecombineerd worden met de maximale schuifstroom ten gevolge van torsie, $S_{fl,mxy}$, omdat deze niet volledig, maar wel gedeeltelijk gelijktijdig kunnen optreden.

De maximale lokale dwarskracht ter plaatse van de aansluiting van de flens met het lijf hoeft, net als voor het lokale moment, niet gecombineerd worden met de dwarskracht ten gevolge van het verbuigen van het raamwerk, $v_{y,vy}$, in de profiel delen, omdat deze niet gelijktijdig kunnen optreden. De lokale dwarskracht moet wel gecombineerd worden met de schuifstromen ten gevolge van torsie en flensafschuiving in dit deel van de flens.

11.6.5 Lokale effecten bij de randligger

De afwijkende buigstijfheid van de randligger, door de bredere ribben is niet meegenomen voor de bepaling van de lokale effecten, dit komt overeen met de gevolgde aanpak voor bijvoorbeeld de krachtsverdeling. Dit is een conservatieve aanname, de grotere buigstijfheid van dit lijf zal een positief effect hebben op de lokale buigende momenten in de voeg. Ook zal de, op de rand aangrijpende voerspankracht zorgen voor een buigend moment in de bovenflens tegengesteld aan het buigend moment veroorzaakt door de lokale effecten (zie hiervoor paragraaf 11.9.12). Daarom zal het lokale buigend moment in deze voeg niet maatgevend worden voor de dwarsvoerspanning.

11.7 Krachten op de ligger

De krachten volgend uit het liggermodel voor de belasting door het eigengewicht en uit de lokale effecten kunnen direct toegepast worden als krachten op de ligger. De krachten die gevonden worden in het plaatmodel moeten eerst omgerekend worden naar krachten op de ligger en onderdelen van de ligger om de constructie te kunnen toetsen. De krachten waarop de ligger getoetst wordt zijn in deze paragraaf beschreven.

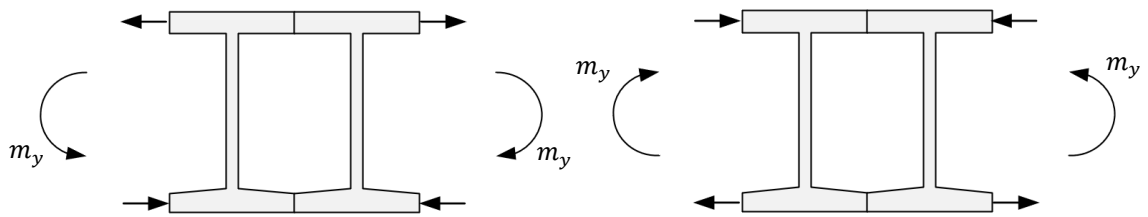
11.7.1 Buigend moment in de x-richting, m_x

Het buigend moment werkend op de ligger wordt bepaald door het gevonden moment in het plaatmodel te vermenigvuldigen met de effectieve breedte van de ligger, er geldt dus:

$$M_x = m_x * b_{eff}$$

11.7.2 Buigend moment in de y-richting, m_y

Het buigend moment in de y-richting op het brugdek dat gevonden wordt in het plaatmodel kan direct gebruikt worden om te toetsen in de dwarsrichting, omdat deze beide rekenen met een effectieve breedte van 1000 mm. Dit buigend dwarsmoment resulteert in een normaalkracht in de boven- en onderflens.



Figuur 11-21 een schets van het brugdek met hierbij de normaalkrachten werkend op de boven- en onderflens ten gevolge van het buigend dwarsmoment.

Opgemerkt moet worden dat m_y zowel een positief als negatief buigend moment kan zijn. En dat afhankelijk van het te toetsen onderdeel van de constructie met de juiste minimale of maximale waarde gerekend moet worden.

11.7.3 Torsieplaat moment, m_{xy}

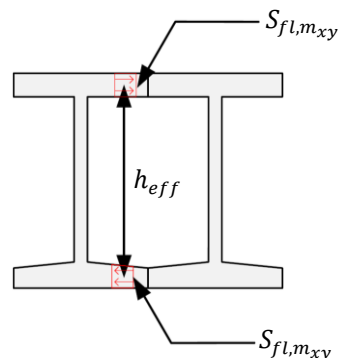
In tegenstelling tot bestaande railbalk- en kokerliggers wordt het torsieplaatmoment niet vertaald tot een torsiemoment op de ligger. Het torsieplaatmoment is in dit brugdek vergelijkbaar met de torsie in een isotrope plaat, namelijk een schuifspanning in de plaat. Deze schuifstroom voor de onderzochte oplossing is afgeleid uit de formule voor de torsieschuifstroom voor een isotrope plaat:

$$m_{xy} = \int_t z * \sigma_{xy} dz$$

In de samengestelde liggerbrug zal de schuifstroom zich concentreren in de boven- en onderflens. Voor het brugdek wordt aangenomen dat de schuifstroom in de boven en onderflens uniform is over de dikte. Dit is ook verondersteld bij het bepalen van de torsiestijfheid D_{33} . Zodat de schuifstroom in de flenzen door torsie bepaald kan worden met de formule:

$$S_{fl,m_{xy}} = m_{xy}/h_{eff}$$

h_{eff} is de arm tussen de evenwicht makende schuifstromen in de onder- en bovenflens. Deze is bepaald door de afstand te berekenen tussen het hart van de onder- en bovenflens voor de torsie in de y-richting en tussen het hart van de bovenflens en het hart van de beschouwde torsie langs wapening in de x-richting. Het torsieplaat moment kan op deze manier gezien worden als een koppel van schuifkrachten.



Figuur 11-22 een schets van de schuifstroom in de boven- en onderflens door torsie.

11.7.4 Dwarskracht in de x-richting, v_x

De dwarskracht werkend op de ligger wordt gevonden door de dwarskracht in het plaatmodel te vermenigvuldigen met de effectieve breedte van de ligger. Er geldt dus:

$$V_x = v_x * b_{eff}$$

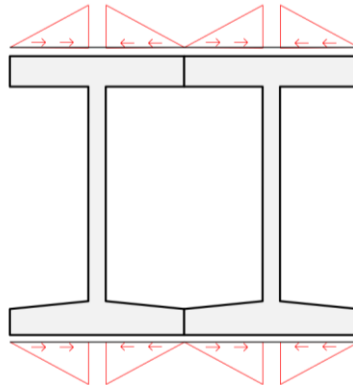
Deze dwarskracht is bijna altijd maximaal in de randligger, dit omdat de afnemende torsie nabij de brugdekrand veranderd in een dwarskracht die door het lijf van de randligger moet

worden opgenomen. Dit is ook te beschrijven als een door het hele brugdek rondlopende torsieschuifstroom.

De dwarskracht zal tevens zorgen voor een afschuifkracht in de flenzen van de ligger deze schuifkracht $S_{fl,vx}$ bepaald met de onderstaande formule.

$$S_{fl,vx} = \frac{V_x}{z} * \frac{b_{flens\ deel}}{b_{eff}}$$

Deze schuifstroom in de flenzen zal gecombineerd worden met de schuifstroom door torsie in de flenzen. Deze twee schuifstromen zullen in de ene flens in mindering op elkaar gebracht kunnen worden terwijl ze in de andere flens juist bij elkaar opgeteld moeten worden. Daarom wordt getoetst op een combinatie van deze twee schuifstromen.



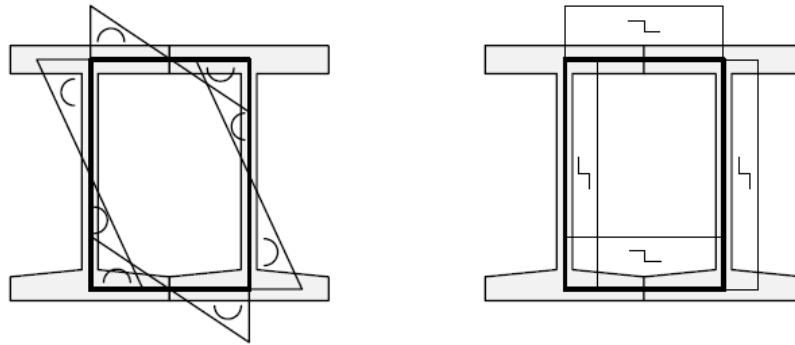
Figuur 11-23 een schets van het verloop van de schuifspanning over de onder- en bovenflenzen van de liggers.

11.7.5 Dwarskracht in de y-richting, v_y

De dwarskracht vervorming in de y-richting is niet een echte afschuifvervorming maar een representatie in het orthotroop plaatmodel van de dwarsbuiging van het raamwerk. De dwarskracht, v_y , volgend uit de plaat berekening moet dus omgezet worden naar de buigende momenten in het raamwerk. Dit gebeurt met dezelfde schematisering waarmee ook de stijfheidsparameter D_{55} is bepaald. Hiervoor wordt de dwarskracht per meter omgerekend naar een kracht op het raamwerk, F_{vy} . F_{vy} is zodanig bepaald dat de gevonden verdeelde dwarskracht per meter, v_y , vertaald wordt in een kracht die zorgt voor een gelijke vervorming in het raamwerk waarmee de stijfheid D_{55} bepaald is. Vervolgens kan met deze kracht de buigende momenten in de hoeken van het raamwerk bepaald worden.

$$\frac{dw}{dx} = \gamma = k * v \rightarrow F_{vy} = b_{eff} * v_y$$

In Figuur 11-24 is het verloop van dit dwarsmoment, $m_{y,vy}$ over de constructie geschetst. Het buigende moment is maximaal in de hoeken van het raamwerk, dus de aansluiting tussen het liggerlijf en de flenzen. Ter plaatse van de voeg is dit buigende moment gelijk aan nul, mits het raamwerk bestaat uit twee gelijke liggers. De buigende momenten in de onder- en bovenflens kunnen van elkaar verschillen. In het model voor de lokale effecten is de invloed van de dwarskracht v_y ook meegenomen zodat er in dat geval toch een buigend moment ontstaat ter plaatse van de voeg.



Figuur 11-24 een schets van de momentenlijn en dwarskrachtenlijn in het raamwerk veroorzaakt door de dwarsafschuiving.

Dit buigende moment in het raamwerk veroorzaakt tevens een dwarskracht in het raamwerk. Het verloop van deze dwarskracht, $v_{y,vy}$, is geschetst in Figuur 11-24. Deze dwarskracht is bepaald als de eerste afgeleide van de momentenlijn. Dit kan geschreven worden als de volgende formule voor een lineair verloop van de momentenlijn en twee gelijke liggers:

$$v_{y,vy} = \frac{dm_{y,vy}}{dx} = \frac{m_{y,vy,boven} + m_{y,vy,onder}}{b_{eff}}$$

Bij het toetsen van de lijven op dwarskracht en dwarsbuiging is het belangrijk om te rekenen met twee maal de berekende waarde van $m_{y,vy}$ en $v_{y,vy}$, om de afschuifbuiging van de aangrenzende raamwerkdelen niet te verwaarlozen. Dit is een conservatieve aanname, deze maximale afschuifvervorming met buiging in het lijf zal niet in twee aangrenzende raamwerken voorkomen, zodat twee maal de waarde $m_{y,vy}$ een veilige aanname is. Dit blijkt ook uit het raamwerkmodel dat gebruikt is om de momenten ten gevolge van de lokale effecten te bestuderen. Eventueel zou gezocht kunnen worden naar de naast elkaar liggende grootste dwarsafschuifkrachten om zo het liggerlijf te kunnen toetsen met een gereduceerd buigend moment.

11.7.6 Toetsen op een combinatie van effecten

Het brugdek zal getoetst worden op een combinatie van effecten dit wordt uitgevoerd voor de maatgevende ligger uit het model. In het algemeen kan gesteld worden dat voor effecten in de lengterichting het brugdek als ligger getoetst is en dat voor effecten in de dwarsrichting het brugdek beschouwd is per meter van de constructie in de x-richting.

	Omschrijving:	Bepaald uit:	Eenheid:
M_x	Het buigend moment in de ligger werkend in de lengterichting.	Plaatmodel, m_x & Eigengewicht	[kNm]
m_y	Het buigend dwarsmoment werkend op het brugdek.	Plaatmodel, m_y	[kNm/m]
$S_{fl,m_{xy}}$	De schuifstroom in de flens veroorzaakt door het plaattorsiemoment.	Plaatmodel, m_{xy}	[N/mm]
V_x	De dwarskracht in de ligger werkend in de lengterichting van de ligger.	Plaatmodel, v_x	[kN]
S_{fl,v_x}	De schuifstroom in de flens veroorzaakt door flensafschuiving.	Plaatmodel, v_x & Eigengewicht	[N/mm]
$m_{y,vy}$	Het buigend moment in de constructie in de dwarsrichting veroorzaakt door dwarsafschuiving v_y .	Plaatmodel, v_y	[kNm/m]
$v_{y,vy}$	De dwarskracht in de constructie als gevolg van de buiging door de dwarsafschuiving v_y .	Plaatmodel, v_y	[kN/m]
$m_{y,Lokaal}$	Het buigend moment in de constructie veroorzaakt door de lokale plaatsing van de wiellast op de bovenflens.	Lokaalmodel*	[kNm/m]
$v_{y,Lokaal}$	De dwarskracht in de bovenflens door de lokale belasting.	Lokaalmodel	[kN/m]

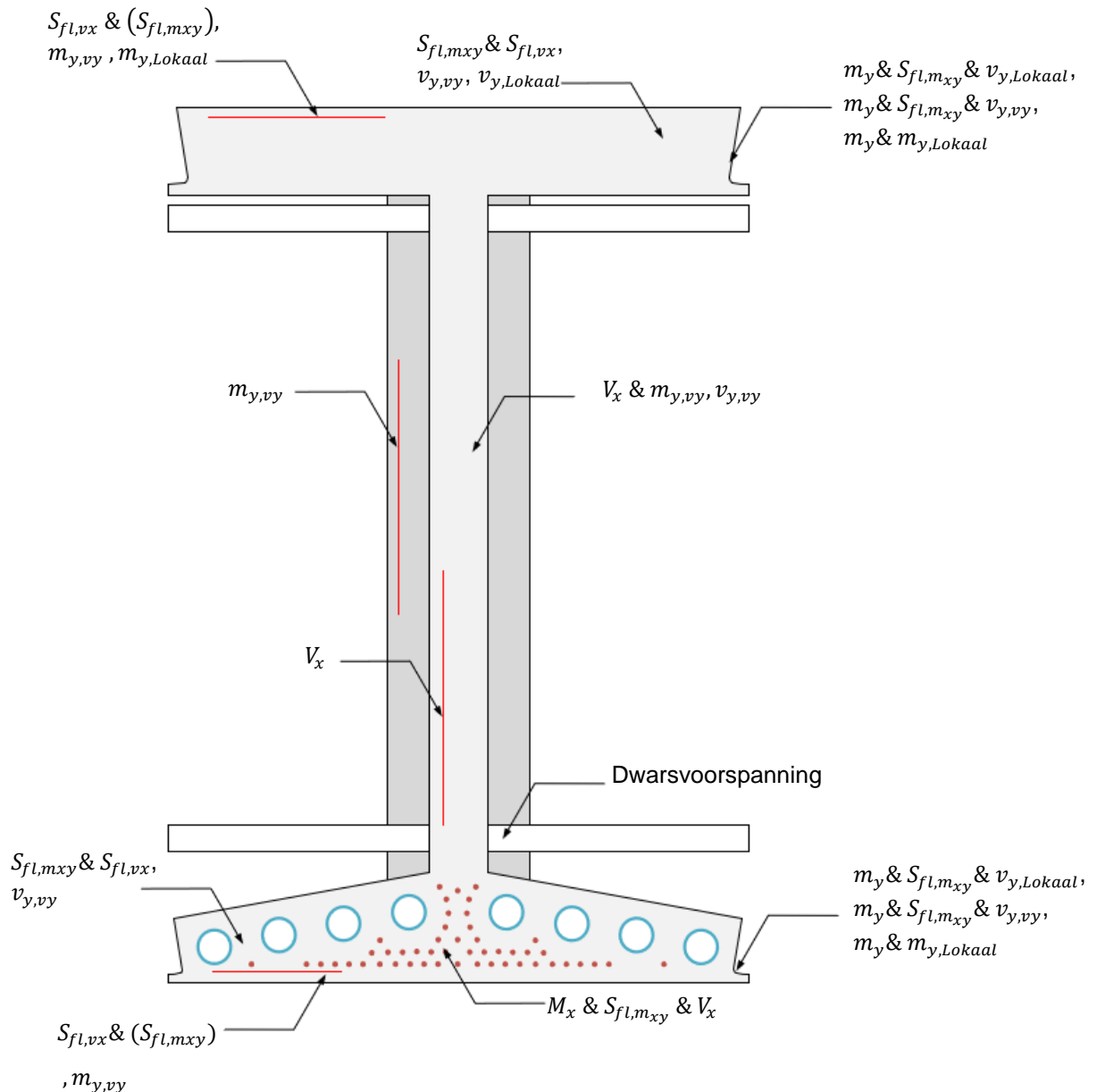
* ter plaatse van de voeg is ook de indirecte invloed van de dwars afschuifvervorming meegenomen door het raamwerkmodel met verende ondersteuning.

Tabel 11-5 een tabel met de momenten, dwarskrachten en schuifstromen en hoe deze bepaald en met welk model deze bepaald zijn.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:
Voorspanning in de lengterichting	M_x & $S_{fl,mxy}$ & V_x
Voeg tussen de liggerdelen	V_x , $S_{fl,mxy}$ & $S_{fl,vx}$
Dwarsvoorspanning	De dwarsvoorspanning wordt zodanig ontworpen dat de toetsen van de voegen tussen de boven en onderflenzen voldoen.
Voeg tussen de liggers	m_y & $S_{fl,mxy}$ & $v_{y,Lokaal}$, m_y & $S_{fl,mxy}$ & $v_{y,vy}$, m_y & $m_{y,Lokaal}$
Beugelwapening in het lijf	V_x , $m_{y,vy}$
Beugelwapening in de onderflens	$S_{fl,vx}$ & $m_{y,vy}$
Beugelwapening in de bovenflens	$S_{fl,vx}$ & $m_{y,vy}$ & $m_{y,Lokaal}$
Drukdiagonaal in het lijf	V_x & $m_{y,vy}$, $v_{y,vy}$
Drukdiagonaal in de onderflens	$S_{fl,mxy}$ & $S_{fl,vx}$, $v_{y,vy}$
Drukdiagonaal in de bovenflens	$S_{fl,mxy}$ & $S_{fl,vx}$, $v_{y,vy}$, $v_{y,Lokaal}$

Tabel 11-6 een tabel met de constructie onderdelen en op welke combinatie van effecten deze getoetst is.

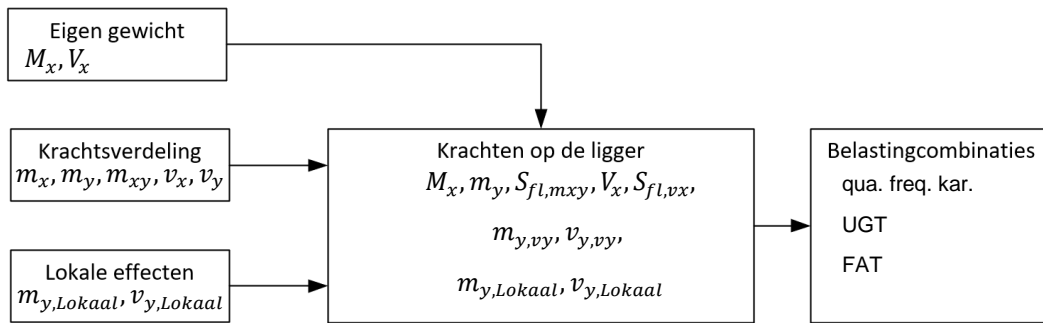
De volgende constructie onderdelen zijn getoetst op een combinatie van de berekende effecten. In Figuur 11-25 zijn deze punten schematisch weergegeven in de liggerdoorsnede.



Figuur 11-25 een schets van de ligger en de combinaties van krachten waar de onderdelen van de ligger op zijn getoetst en ontworpen.

11.8 Belastingcombinaties voor het toetsen van de ligger

De krachten volgend uit de liggerberekening voor het eigengewicht, het plaatmodel en het model voor de lokale effecten worden gecombineerd tot de belastingcombinaties voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, de uiterste grenstoestand en de controle op vermoeiing. Standaard is met gevolgklasse CC3 gerekend. Deze belastingen worden vervolgens omgerekend naar de krachten op de ligger zoals beschreven in paragraaf 11.7. Op deze krachten is vervolgens de constructie getoetst. Deze berekeningsstappen zijn geschetst in Figuur 11-26.



Figuur 11-26 een schets van het stroomdiagram dat weergeeft hoe de krachten, waarop de ligger getoetst wordt zijn bepaald.

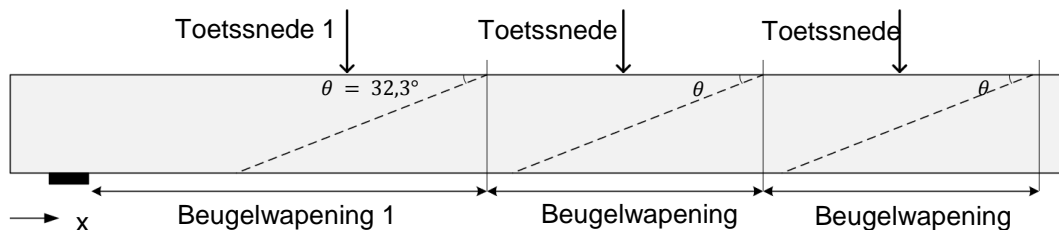
Wat betreft de keuze voor formule 6.10a of 6.10b is eigenlijk altijd vergelijking 6.10b maatgeven behalve voor de dwarskracht in de lengterichting, de hier uit volgende flensafschuiving en het buigende moment in de lengterichting. Hier is vergelijking 6.10a maatgeven door het grote aandeel van het eigengewicht van de constructie.

	ULS			SLS		
	(6.10a)	(6.10b)	Gunstig	kar.	freq.	qua.
	γ [-]	γ [-]	[-]	ψ [-]	ψ [-]	ψ [-]
Eigengewicht (EG)	1,40	1,25	0,90	1,00	1,00	1,00
Rustende belasting (RB)	1,40	1,25	0,90	1,00	1,00	1,00
Verkeersbelasting (LM1)	1,20	1,50	0,00	1,00	0,80	0,40
Wind (WI) *	1,65	1,65	0,00	1,00	0,00	0,00
Temperatuur (TE)	0,50	0,50	0,00	0,30	0,80	0,30

Tabel 11-7 een tabel met de gebruikte belasting factoren behorend bij gevolgklasse 3 en toegepast voor de toetsing van het ontwerp.

11.9 Toetsen van de ligger

De totale ligger is getoetst met behulp van de beschreven krachten. Deze krachten zijn bepaald op een aantal punten langs de ligger, de zogenaamde snede. In deze snede zal de toetsing worden uitgevoerd om zo de interactie tussen de verschillende effecten te kunnen beschouwen. Omdat de ligger symmetrisch is hoeft slechts de helft van de ligger getoetst te worden. De toetssneden zijn dus verdeeld over de halve liggerlengte. De krachten uit het plaatmodel worden uitgelezen op dezelfde locaties als de toetssneden.



Figuur 11-27 een schets van het toegepaste toetssnede model, met links de oplegging.

De eerste snede, toetssnede 1 is gekozen op een $z * \cot(\theta_1)$ vanaf de oplegging. De andere sneden zijn gelijkmatig verdeeld over de rest van de totale ligger. Conservatief is de hoek van de betondrukdiagonaal in de eerste snede gesteld op $32,3^\circ$ overeenkomstig met de werkwijze bij Spanbeton. Door deze keuze zal de verankering van de trekband bij de oplegging minder snel een probleem vormen. In de andere snede kan de hoek vrij gekozen worden tussen de 45° en de $21,8^\circ$. De beugelwapening in de zone wordt dus bepaald aan de hand van de krachten halverwege de zone, dit voldoet aan NEN-EN 1992-1-1 6.2.3 (5). De hier gebruikte

snedemethode om de ligger te toetsen komt vrijwel overeen met de door Spanbeton gebruikte methode.

De in dit hoofdstuk beschreven toetsingsmethode is niet volledig, de toetsen zijn alleen uitgewerkt indien verwacht werd dat deze van invloed kunnen zijn op de haalbaarheid van de oplossing. De methoden zijn ook verfijnd op die onderdelen waar verwacht werd dat dit noodzakelijk is om de haalbaarheid aan te tonen of dat dit kan leiden tot een aanzienlijk efficiënter ontwerp.

11.9.1 Voorspanning in de lengterichting

De voorspanning in de lengterichting bestaat uit twee delen. De eerste fase voorspanning is aangebracht in de fabriek door middel van voorspanning met voorgerekt staal. De tweede fase voorspanning wordt aangebracht in het werk door middel van voorspanning met nagerekt staal. Voor de tweede fase voorspanning zijn kanalen aangebracht in de onderflens waar deze doorheen geleid worden. De voorspanning wordt getoetst volgens deze fasering. De spanningen in de ligger zijn lineair-elastisch berekend zolang de ligger niet gescheurd is. Voor de (gescheurde) uiterste grenstoestand is gebruik gemaakt van een niet-lineaire spanningsrek verdeling. In alle berekeningen is de aanwezigheid van ribben aan het lijf van de ligger genegeerd, hiervoor is gekozen omdat de spanningen zich nauwelijks zullen spreiden in deze ribben door de beperkte dikte.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Voorspanning in de lengterichting	M_x & $S_{fl,m_{xy}}$	M_x & $S_{fl,m_{xy}}$ & V_x & $(S_{fl,v_x})^*$
* De schuifstroom door flensafschiiving in de voeg kan ook van invloed zijn voor de toetsing van de voorspanning, dit is beschreven in paragraaf 11.9.4		

Eerste fase voorspanning

De eerste fase voorspanning wordt aangebracht met een werkvoorspanning van 1400 N/mm^2 . Voordat de voorspankracht overgebracht wordt op het beton worden hierbij twee voorspanverliezen in rekening gebracht. Een verlies door de korte duur relaxatie, ΔP_r , volgens NEN 1992-1-1 10.3.2.1 en een thermisch verlies, ΔP_θ , veroorzaakt door het verwarmen van het beton tijdens het verhardingsproces volgens NEN 1992-1-1 10.5.2. Hiermee wordt de initiële voorspankracht bepaald die aangebracht is op de doorsnede.

De elastische voorspanverliezen zijn bij deze controle in rekening gebracht door te rekenen met gecorrigeerde doorsnede grootheden waarbij de voorspankanalen in mindering zijn gebracht en het staal, gecorrigeerd voor de grotere stijfheid erbij op is geteld. Op deze manier wordt het voorspanverlies impliciet mee genomen. De spanningen zijn berekend met de doorsnedegrootheden $A_{b+s,t0}$ en $I_{y,b+s,t0}$.

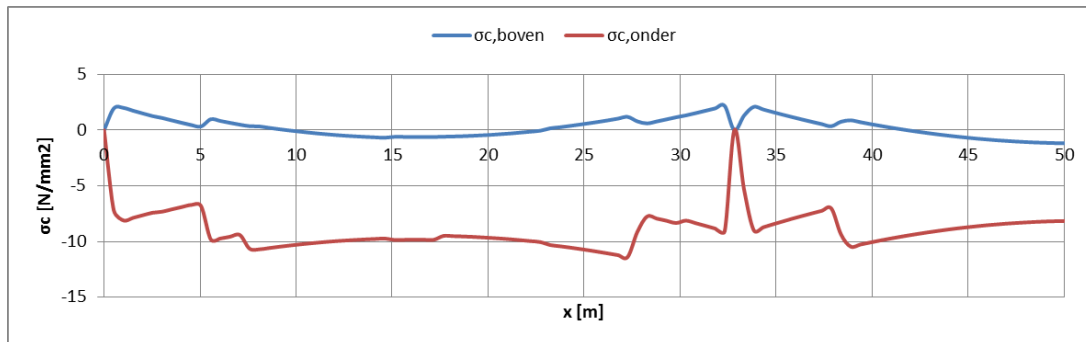
Tevens wordt voor deze berekening de aanhechtingslengte bepaald, voor het controleren van deze spanningen wordt gerekend met de lage waarde, l_{pt1} . Aangenomen wordt dat de betonspanning zich lineair opbouwt over deze aanhechtingslengte. Afwijkend van deze formule is gerekend met de initiële waarde van de spanning in het staal. Omdat σ_{pm0} geen constante waarde heeft in de liggerdelen wordt gebruik gemaakt van de waarde in het midden van de ligger, dit geeft de meest conservatieve benadering voor l_{pt} en dus voor de spanningscontrole.

$$l_{pt} = \alpha_1 * \alpha_2 * \emptyset * \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$$

De beton druk- en trekspanningen worden vervolgens gecontroleerd. Dit om te voorkomen dat de liggerdelen scheuren aan de bovenzijde door de voorspanning en dat de onderzijde onder een te grote drukspanning komt. De maximale betondrukspanning is hierbij begrensd door $0,7 * f_{ck,t0}$ en de maximale trekspanning door $f_{ctm,t0}$. Voor deze controle is een betondruksterkte van 45 N/mm^2 aangenomen voor het moment van ontkisten, dit voldoet in het algemeen ruim voldoende.

Om deze toetsing uit te voeren is het betonspanningsverloop over een halve liggerlengte uitgerekend. Hierbij valt op dat de verandering in de doorsnede ook kan zorgen voor een

(grote) verandering in de betonspanning. Deze veranderingen in de doorsnede zijn nu af te lezen uit de grafiek als een abrupte verandering van de betonspanningen terwijl deze zich in werkelijkheid over een bepaald lengte zullen opbouwen.



Figuur 11-28 een grafiek van de betonspanningen in de liggerdelen direct na het spannen van de ligger in de fabriek.

In Figuur 11-28 zijn de betonspanningen in de liggerdelen zichtbaar. Zichtbaar is dat een deel van de voorspanstrengen in de liggerdelen over de eerste 5 meter onthecht is om de rekspanningen bovenin de ligger te verminderen. Ook is zichtbaar dat de verandering van de doorsnede, op $x = 7,5$, $x = 17,5$ en $x = 30$ zorgen voor een verandering in de betonspanning. De knip tussen de liggerdelen is op $x = 33$. Hier zijn dus de betonspanningen gelijk aan nul. In het Excel programma is het mogelijk dat deze spanningen niet gelijk aan 0 zijn omdat deze snede niet exact berekend is.

Vervolgens is het voorspanverlies voor de periode van het spannen van de eerste fase voorspanning tot het spannen van de tweede fase voorspanning bepaald volgens NEN 1992-1-1 5.10.6 (5.46) voor elke laag voorspanning. Waarbij de niet-lineaire kruip conservatief is meegenomen in de berekening door de herverdeling van de spanningen door kruip te negeren. Deze berekening gaat uit van de berekende betonspanningen voor de situatie waarbij de ligger wordt opgeslagen. De liggerdelen liggen hierbij 500 mm vanaf het liggereinde op een tijdelijke oplegging.

Tweede fase voorspanning

Nadat de liggerdelen onderling verbonden zijn door middel van de mortelvoegen kan de tweede fase voorspanning, de voorspanning met nagerekt staal aangebracht worden. Net als voor de eerste fase voorspanning moet ook voor deze situatie de betonspanningen gecontroleerd worden. De maximale betondrukspanning is hierbij begrensd door $0,6 * f_{ck}$ en de maximale trekspanning door f_{ctm} . Voor de voeg moet dit ook gebeuren, rekening houdend met de sterkte op dat moment. In de berekening is aangenomen dat de voeg voldoende verhard is op het moment van spannen zodat er geen sterkte verschil is ten opzichte van het prefab beton. De trekspanning in het voorspanstaal bij het spannen van de voorspanning, $\sigma_{p,max}$, is bepaald volgens NEN-EN 1992-1-1 5.10.1 (1). Deze trekspanning is bepaald volgens de onderstaande formule:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k})$$

Omdat de wrijvingsverliezen beperkt zijn door het relatief rechte verloop van de voorspankabel wordt over het algemeen een lagere trekspanning van 1440 N/mm² toegepast om de trekspanning in het voorspanstaal direct na het spannen van de dwarsvoorspanning te beheersen.

Hierna zijn de direct optredende verliezen berekend, dit zijn het verlies door wrijving en het verlies door wigzetting. Deze verliezen zijn berekend volgens de ETA van het voorspanstelsel, met $\mu = 0,19$ (voor duct II) en $k = 0,005$ [28]. De onderstaande formule is gehanteerd om het verlies te berekenen. De eerste meters van de voorspankanalen zijn gebogen om vanaf de verankering de onderflens in te buigen, dus hier zal een groter wrijvingsverlies optreden.

$$P_{\mu,x}(x) = P_{max} * e^{-\mu*(\theta+k*x)}$$

Voor de wigzetting is 3 millimeter aangehouden volgens de ETA, met de aanname dat power seating, het hydraulisch aandrukken van de wiggen, wordt toegepast. Hierdoor is dit verlies relatief klein. De invloed van wigzetting op de spanning in het voorspanstaal is bepaald volgens de methode gepresenteerd in het collegedictaat 'Prestressed concrete' [47]. Hierbij is aangenomen dat de wrijving tussen het voorspanstaal en het kanaal constant is over de lengte waar de wigzetting zich voordoet. Door de kromming van de voorspankanalen ter plaatse van de verankering is dit niet volledig juist. De toegepaste methode zorgt echter voor een lichte overschatting van de trekspanning in het voorspanstaal op de locatie waar de maximale trekspanning getoetst wordt en de betonspanning niet maatgevend is zodat deze methode conservatief is voor het toetsen van de voorspanning omdat hierdoor de maximale staalspanning tijdens het spannen lager gekozen moet worden.

Het verlies aan spanning in het voorspanstaal door wrijving per lengte eenheid is bepaald met de volgende formule, hierbij is uitgegaan van de wrijvingsverliezen in het gekromde deel van het voorspankanaal ter plaatse van de verankering.

$$P_{\mu,x}(x) = P_{max} * \mu * (\theta + k * x) \rightarrow \frac{\sigma_{p\mu,m}}{\Delta x} = \sigma_{p,max} * \mu * \left(\frac{\theta}{\Delta x} * k\right)$$

De lengte waar de wigzetting zich over verdeelt, l_w , is bepaald met de onderstaande formule uit het dictaat 'Prestressed concrete' [47]:

$$l_w = \sqrt{\frac{u_{wig} * E_p}{\sigma_{p\mu,m} / \Delta x}}$$

Het totale verlies aan voorspankracht ter plaatse van de verankering is bepaald met de onderstaande formule:

$$\Delta P_2 = 2 * A_p * \frac{\sigma_{p\mu,m}}{\Delta x} * l_w$$

Met behulp van deze formules is vervolgens het verloop van de voorspankracht en de spanning in het voorspanstaal bepaald direct na het spannen van de tweede fase voorspanning. De maximale trekspanning in het voorspanstaal is begrensd volgens de onderstaande formule uit NEN-EN 1992-1-1 5.10.3 (2) en overeenkomstig met ETA-13/0815 1.3.3 van het voorspanstelsel.

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0.1k})$$

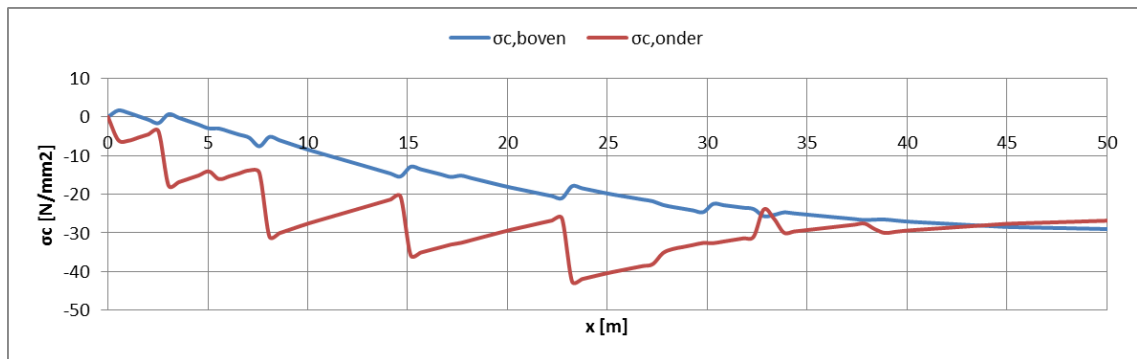
Bij toepassing van de bovenstaande formule mag de spanning in het voorspanstaal maximaal 1395 N/mm² bedragen, dit komt overeen met de voorspankracht gespecificeerd in de ETA van het voorspanstelsel en beschreven in het collegedictaat 'Prestressed concrete'¹⁰. Om een overschrijding van deze maximale trekspanning te voorkomen zal de initiële spanning, $\sigma_{p,max}$ lager worden gekozen dan de maximale toegestane waarde.

De betonspanningen ten gevolge van de eerste en tweede fase voorspanning, direct na het spannen van de tweede fase zijn berekend met de doorsnede grootheden A_{b+s} en $I_{y,b+s}$. Aangezien de tweede fase voorspanning, voorspanning met nagerekt staal is, zal er geen elastisch voorspanverlies optreden.

Om de betonspanningen over de hele ligger te controleren is weer een berekening gemaakt van het betonspanningsverloop over de ligger. Hierbij is het gekromde verloop van de voorspankanalen in de eerste meters na de verankering verwaarloosd. In plaats daarvan is gerekend met de voorspankracht alsof deze aangrijpt op posities beschreven in paragraaf 10.1.9. Bij de berekening is aangenomen dat voorspanning direct, ter plaatse van de verankering, zorgt voor een spanningsverandering in het beton, iets wat niet volledig realistisch is. Nabij de verankering moeten de betonspanningen die volgen uit de berekening

¹⁰ In de Technische richtlijn van Spanbeton voor de dwarsvoorspanning van kokerliggers wordt een lagere waarde voor $\sigma_{p,m0}$ beschreven van 1360 N/mm² bepaald voor een $f_{p0.1k}$ van 1600 N/mm². Aangezien dit niet overeenkomt met NEN-EN 1992-1-1 en ETA-13-0815 van het voorspanstelsel is deze lagere bovengrens niet toegepast. Indien het toch noodzakelijk is de maximale spanning in het staal te beperken tot 1360 N/mm² zal het ontwerp nog steeds haalbaar zijn voor beschreven constructiehoogte, maar zal wel in geleverd worden op de marge in het ontwerp.

dus kritisch bekeken worden, maar omdat in deze zone over het algemeen voldoende voorspanning aanwezig is, heeft dit geen invloed op de haalbaarheid van het ontwerp.



Figuur 11-29 een grafiek van de betonspanningen in de totale ligger direct na het spannen van de voorspanning met nagerekt staal.

In Figuur 11-29 zijn de betonspanningen in de totale ligger direct na het spannen van de tweede fase voorspanning zichtbaar. In de grafiek is zichtbaar dat de tweede fase voorspanning aangrijpt op $x = 3$, $x = 8$, $x = 15$ en $x = 23$. Op deze punten is een abrupte verandering in de voorspanning zichtbaar. Ook is de dip in de aanwezige betonspanning ter plaatse van de voeg, op $x = 33$ duidelijk zichtbaar.

Vervolgens is het voorspanverlies voor de resterende levensduur bepaald voor beide type voorspanning volgens NEN 1992-1-1 5.10.6 (5.46). Waarbij niet-lineaire kruip conservatief is meegenomen in de berekening door de herverdeling van de spanningen door kruip te negeren. Deze berekening gaat tevens uit van de betonspanningen bij de quasi-permanente belasting.

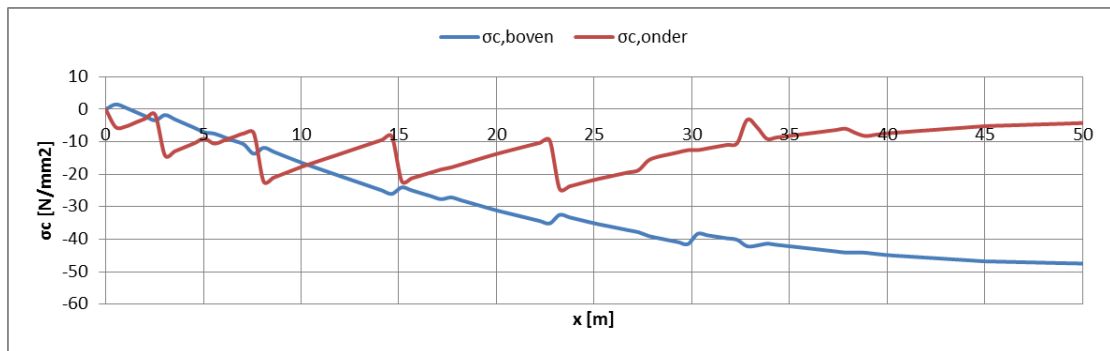
In de voeg zal mogelijk, door de geringere ouderdom, meer krimp- en kruip verlies optreden dan in de prefab liggerdelen. Dit is uiteraard afhankelijk van de eigenschappen van de gebruikte mortel voor de voeg. Dit mogelijke extra verlies door krimp en kruip is niet meegenomen in de berekening. Hiervoor is gekozen omdat door de beperkte dikte van de voeg, het verlies zich zal herverdelen over het voorspanstaal door een vorm van slip van het voorspanstaal. Hierdoor zal het verlies aan voorspanning in de voeg beperkt blijven. Ook zijn de exacte eigenschappen van de mortel nog onbekend zodat dit voor het toetsen van de haalbaarheid een voldoende nauwkeurige bepaling is.

Bruikbaarheidsgrenstoestand

In de bruikbaarheidsgrenstoestand moeten de liggerdelen gecontroleerd worden op scheurvorming. Voor de voeg tussen de liggerdelen geldt een zwaardere eis door het ontbreken van de doorgaande betonstaalwapening volgens NEN-EN 1992-2 NB 7.3.1. Voor deze voeg geldt een minimale drukspanning van 1 N/mm^2 onder de karakteristieke belastingcombinatie waarbij wordt verondersteld dat de doorsnede niet gescheurd is.

Uit de analyse van de voorspanning blijkt dat voor de hoeveelheid voorspanstaal de uiterste grenstoestand meestal maatgeven is, ook voor de voeg tussen de liggerdelen. De doorsnede wordt daarom alleen gecontroleerd op de betonspanningen en of deze gescheurd is in de bruikbaarheidsgrenstoestand. Ook voor de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn de betonspanningen over de helft van de ligger berekend en getoetst.

Voor deze berekening zijn de betonspanningen ten gevolge van de eerste en tweede fase voorspanning en het eigengewicht bepaald met de doorsnede grootheden A_{b+s} en $I_{y,b+s}$. De betonspanningen voor de later bijkomende belasting zijn bepaald met de grootheden A_{b+s+s} en $I_{y,b+s+s}$ waarbij ook de tweede fase voorspanning bij op is geteld. Op deze manier wordt ook de extra rek in het voorspanstaal tijdens de gebruiksfase meegenomen.



Figuur 11-30 een grafiek van de betonspanningen in de totale ligger onder de karakteristiek belasting.

In Figuur 11-30 zijn de betonspanningen in de ligger onder de karakteristiek belastingcombinatie zichtbaar. Zichtbaar is dat de volledige ligger onder drukstaat. Opgemerkt moet worden dat deze grafiek niet geschikt is om de drukspanning in de voeg te controleren, deze is daarom apart berekend.

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand is het van belang om de ligger niet alleen op de toetsnede te controleren, maar op de plekken waar voorspanning eindigt, aangrijpt of waar de doorsnede verandert. Ook moet opgemerkt worden dat de verandering van de voorspankracht door de voorspanning met nagerekt staal een abrupte verandering betekent, terwijl deze in werkelijkheid zich eerst moet spreiden over de doorsnede.

De onderflens van de ligger is voorgespannen in twee richtingen. Hierdoor is er praktisch geen risico op scheurvorming door de aanwezige schuifspanningen door torsie en eventueel flensafschuiving. Dit kan aangetoond worden met de formules voor de hoofdspansingen en de cirkel van Mohr. Hierbij is voor de onderflens gerekend met de betonspanningen in de onderste vezel van het profiel.

$$\sigma_{\bar{x}\bar{x},\bar{y}\bar{y}} = \frac{1}{2} * (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \pm \sqrt{\left(\frac{1}{2} * (\sigma_{xx} - \sigma_{yy})\right)^2 + \sigma_{xy}^2}$$

Drukspanning in de voeg

Zoals beschreven geldt voor de voeg, omdat hier geen doorgaande wapening aanwezig is, een minimale drukspanningseis van 1 N/mm² voor de onderste vezel van de buigtrekzone, hierbij is verondersteld dat de doorsnede ongescheurd is. Deze eis wordt gesteld om er zeker van te zijn dat de voeg niet open gaat staan tijdens het gebruik van het brugdek. Om deze eis te controleren is een aparte spanningscontrole van de voeg uitgevoerd waarbij alleen gerekend wordt met de daar aanwezige beton en staal. De verdikking van de doorsnede door de rib is genegeerd voor deze spanningscontrole omdat de spanning zich door de beperkte breedte nauwelijks zal spreiden over de rib.

Indien de rib een groter breedte heeft omdat het volledige aansluitvlak noodzakelijk is voor het overdragen van de dwarskracht moet wel met deze doorsnede gerekend worden omdat de drukspanning zich hier wel zal spreiden over het volledige oppervlakte.

Deze minimale drukspanningseis wordt als voldoende streng gezien voor de toetsing van de samengestelde liggerbrug omdat de brug statisch bepaald is opgelegd, eventuele zettingen van de onderbouw zullen dus weinig invloed hebben op de spanningen in de voeg. Ook de gevolgen van de thermische belasting zullen in deze voeg minimaal zijn doordat het brugdek statisch bepaald is opgelegd. Ook moet opgemerkt worden dat de minimale drukspanning geldt voor de onderste vezel van de doorsnede, de voorspanelementen liggen nog ongeveer 100 mm hoger in de voeg zodat de kans nog kleiner is dat het beton ter plaatse van deze voeg spanningsloos wordt onder de gebruiksbelasting bijzonder klein is. Daarom en omdat de minimale drukspanningseis, zoals beschreven in NEN 1992-2 7.3.1 (112), bestemd is voor de controle van dergelijke voegen is dit een geschikte methode om de voeg te toetsen.

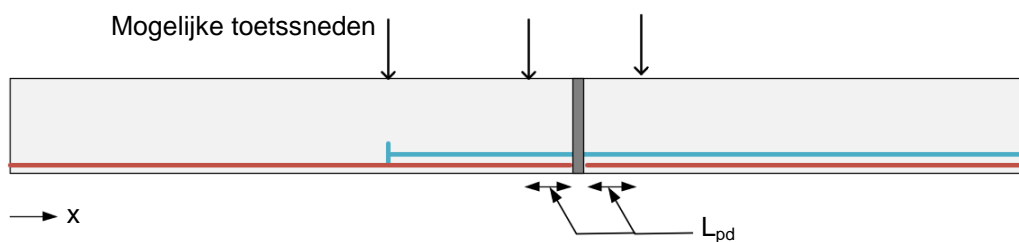
Omdat zowel de berekende tijdsafhankelijke verliezen en de gebruikte doorsnede voor de berekening mogelijk de drukspanning in de voeg overschatten is voor het bepalen van de voorspanning voor het toetsen van de liggers voor de 100 meterbrug een strengere drukspanningseis van 2 N/mm² gehanteerd.

Uiterste grenstoestand

De voorspanning in de lengterichting van de ligger wordt getoetst op een combinatie van de torsieschuifstroom $S_{fl,mxy}$, het buigende moment $M_{x,ed}$ en de dwarskracht $V_{x,ed}$.

Net als voor de bruikbaarheidsgrenstoestand moet de ligger niet alleen in de toetsnede gecontroleerd worden maar ook op de maatgevende punten waar de voorspanning begint, of eindigt. Voor de voorspanning met voor gerekt staal wordt hiervoor de verankeringslengte berekend, l_{pd} , conservatief wordt deze voorspanning alleen buiten de verankeringslengte meegenomen in berekening van de uiterste grenstoestand.

Voor de toetsing in de uiterste grenstoestand wordt de voorspanning met nagerekt staal direct na de verankering gezien als volledig verankerd. Dit omdat de verankering getest en gecertificeerd is tot de breukkracht van de strengen. Er is dus geen extra lengte nodig om deze te verankeren [48]. Maar opgemerkt moet worden dat het onwaarschijnlijk is dat het voorspanstaal direct na de verankering zwaar belast zal worden in de uiterste grenstoestand, tenslotte moet ook de doorsnede direct na de verankering voldoen, zodat de staalspanning na de verankering door het buigend moment in de uiterste grenstoestand relatief laag zal zijn.



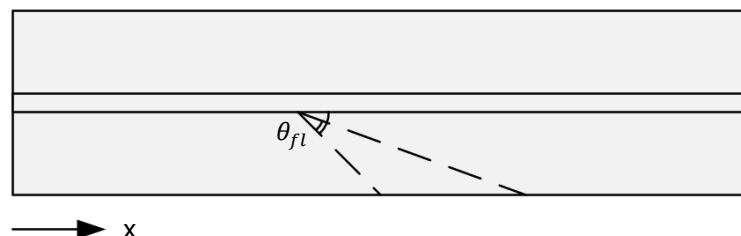
Figuur 11-31 een schets van toetsneden die mogelijk maatgevend zijn voor de voorspanning in de lengterichting en dus gecontroleerd moeten worden.

De benodigde hoeveelheid voorspanstaal om de torsieschuifstroom in de x-richting te wapenen wordt bepaald met de onderstaande formule. Hierbij moet de hoek θ gelijk gehouden worden aan de gekozen hoek voor het toetsen van de wapening of voorspanning in de y-richting van de onderflens. Voor een voorgedrukte trekflens ligt deze hoek tussen de 45° en $31,5^\circ$.

$$S_{fl,mxy} = \frac{A_p}{b_{eff}} * f_{pu} * \frac{1}{\cot \theta_{fl}}$$

In NEN-EN 1992-2 6.3.2 (103) wordt gesteld dat de hechtende voorspanelementen in rekening gebracht mogen worden als langswapening voor torsie indien hun spanningstoename is begrensd op 500 N/mm^2 . Aan deze eis wordt voldaan met deze methode mits maximaal $500/f_{pu} * 100 \approx 30\%$ van de voorspanning benut wordt voor het opnemen van de torsieschuifstroom. Dit voldoet praktisch altijd doordat het buigend moment aanzienlijk groter is dan het plaattorsiemoment in het brugdek.

De benodigde oppervlakte aan voorspanstaal die hieruit volgt wordt gereserveerd voor torsie en dus niet meegenomen bij de berekening van de buigend momentcapaciteit.



Figuur 11-32 een schets van de hoek ϑ in de onderflens van de ligger.

In de bovenflens is in de middendoorsnede geen torsie wapening in de x-richting noodzakelijk. De betondrukkraft die zich in deze flens bevindt zal dan voldoende zijn. Alleen nabij de opleggingen, als de betondrukkraft minder wordt, zal hiervoor torsie wapening in de

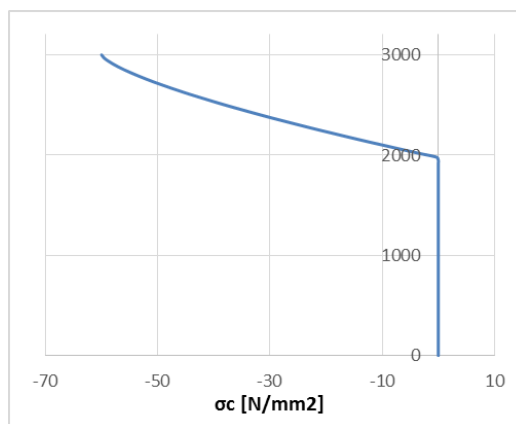
lengterichting noodzakelijk zijn. Omdat deze wapening naar verwachting zonder problemen in de bovenflens kan worden opgenomen is dit niet nader bepaald.

Buigend momentcapaciteit

De controle van de buigend momentcapaciteit in de uiterste grenstoestand wordt uitgevoerd met behulp van de niet-lineaire spanningsrekverdeling zoals gegeven in NEN-EN 1992-1-1 3.1.7. Door middel van een iteratief proces wordt er evenwicht gezocht tussen de betondruk kracht, eventueel de kracht in de drukwapening en de kracht in het voorspanstaal. Op het moment dat het iteratieve proces evenwicht vindt worden de rekken in de doorsnede en het maximale moment geprint.

De materiaal gegevens gebruikt voor deze berekening zijn afkomstig van de door Spanbeton gehanteerde rekenmethode. Dit komt overeen met de beschreven materiaaleigenschappen uit NEN-EN 1992-1-1 3.2.7. Afwijkend van de norm is een lagere en dus conservatievere verhouding van $f_{p0,1k}/f_{pk}$ aangehouden van 0,88 in plaats 0,9. De gebruikte materiaaleigenschappen zijn gelijk gehouden voor beide type voorspanning.

Het iteratieve proces gaat standaard uit van de maximale beton rek, ϵ_{cu2} . Vervolgens wordt iteratief de bijbehorende rek in de onderste vezel van de doorsnede bepaald waarbij de krachten evenwicht maken. Het iteratieve proces wordt stopgezet op het moment dat het verschil tussen de positieve krachten kleiner is dan 0,01% Het bijbehorende moment en de toets x_u/d worden berekend en vervolgens getoetst. Om een inzicht te krijgen in de bijbehorende betonspanningen is achteraf met behulp van de rekken in de uiterste vezels de betonspanning over de doorsnede getekend in een grafiek.



Figuur 11-33 een betonspanningsdiagram voor de 100 meter ligger in de middendoorsnede.

De aanwezige gaten voor de dwarsvoorspanning moeten in mindering worden gebracht op de betonvorm. Dit is achterwege gelaten omdat het kleine verlies aan betondrukkracht relatief eenvoudig kan worden gecompenseerd met extra drukwapening. Alleen in de voeg kan geen drukwapening worden gebruikt, maar hier is ook geen gat voor de dwarsvoorspanning aanwezig. Zodat de haalbaarheid van de oplossing hierdoor niet beïnvloed wordt, door het weglaten van deze toetsing.

Beton rek in flenzen

Volgens NEN-EN 1992-1-1 6.1 (5) moet de gemiddelde beton rek in drukflenzen begrensd worden tot ϵ_{c2} . Maar omdat voor de gekozen betonsterkteklasse en spanning-rekrelatie de maximale beton rek ϵ_{cu2} gelijk is aan ϵ_{c2} is dit geen probleem. Hier wordt dus niet expliciet op getoetst. Maar eventueel kan dit gecontroleerd worden met behulp van de berekende rekken aan de onder- en bovenzijde van de doorsnede.

Maximum wapening, toets X_u/d

Met de berekende rekverdeling kan de hoogte van de beton druk zone x_u bepaald worden. Deze hoogte van de betondruk zone is gecontroleerd en begrensd met de volgende formule:

$$x_u \leq \frac{500}{500+f}, \text{ met } f = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} - \sigma_{pm,\infty}$$

Indien een doorsnede niet voldoet kan een deel van het staal weggedacht worden net zolang tot de toets wel voldoet. Een voorwaarde is dan wel dat de controle op het buigende moment moet blijven voldoen, ook zonder dit weggedachte staal. Een andere mogelijkheid is om meer drukwapening in de bovenflens te plaatsen, dit zorgt er in het algemeen ook voor dat het voorspanstaal in de uiterste grenstoestand effectiever wordt gebruikt.

Aangezien er dus voorspanning weggedacht kan worden voor de toets X_u/d is het geen probleem dat er eerder bij de toetsing aan de torsieschuifstroom een deel van het oppervlakte aan voorspanning is gereserveerd voor torsie.

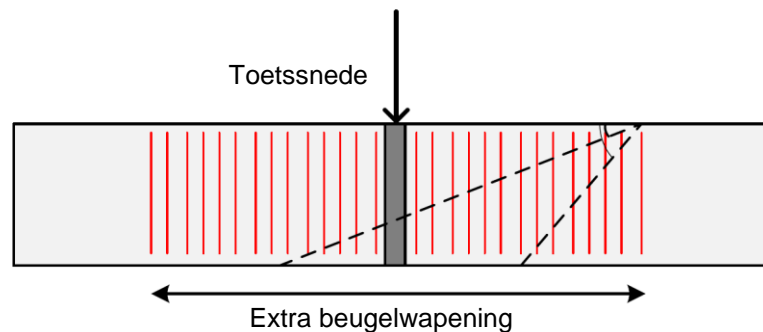
Verankering van de voorspanning

Tenslotte wordt ook de trekband gecontroleerd om de interactie tussen de dwarskracht en het buigend moment te controleren. Hiervoor wordt de maximale trekkracht in het staal berekend door middel van $F_{pu} = A_p * f_{pu}$. Dit wordt vergeleken met de trekkracht door het buigend moment en de dwarskracht. De trekkracht is bepaald met de volgende formule die afgeleid is uit de verschoven momentenlijn volgens de methode van Spanbeton:

$$F_{sl} = \frac{M_{ed}}{z} + 0,5 * V_{ed} * \cot \theta.$$

Hierbij is de hoek θ gelijk aan de hoek gekozen voor de drukdiagonaal in het lijf. De arm, z , is gelijk gehouden aan de arm volgend uit de buigend momentcontrole. Ook bij deze toets is een deel van de voorspanning weggedacht omdat deze al benut is voor het opnemen van de torsieschuifstroom.

Mocht deze toets niet voldoen, dan kan besloten worden de hoek van de drukdiagonaal minder stijl te kiezen, maar dit heeft tot gevolg dat er meer beugelwapening noodzakelijk is in het lijf. Voor toetsing nabij de liggerkoppeling kan dit een oplossing zijn om te voorkomen dat hier extra voorspanstaal noodzakelijk is, waardoor de onderflens dikker zal moeten worden.



Figuur 11-34 een schets van de extra beugelwapening die toegepast kan worden als de verankeringscapaciteit tekortschiet ter plaatse van de voeg

Vermoeiing

De voorspanning in de lengterichting is niet gecontroleerd op vermoeiing. Hiervoor is gekozen omdat vermoeiing in de praktijk voor voorgespannen liggers bijna nooit maatgevend is. Ook is de ligger volledig voorgespannen in de bruikbaarheidsgrenstoestand. Tenslotte is een groot deel van de belasting op deze liggers statisch zodat de kans bijzonder klein is dat vermoeiing maatgevend zal worden voor het ontwerp.

11.9.2 Voeg tussen de liggerdelen

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Voeg tussen de lijven	-	V_x
Voeg tussen de onderflenzen	-	$S_{fl,mxy} \& S_{fl,vx}$
Voeg tussen de bovenflenzen	-	$(S_{fl,mxy} \& S_{fl,vx})$

De voeg tussen de liggerdelen moet gecontroleerd worden op afschuiving van het lijf en van de boven en onderflens. Het lijf wordt getoetst op de afschuiving door dwarskracht en de flenzen op een combinatie van de torsieschuifstroom en de schuifstroom door flensafschuiving.

Controle lijf

De voeg tussen de lijven van de liggerdelen is getoetst volgens de formule voor afschuiving in het aansluitvlak tussen twee op verschillende tijdstippen gestort beton van NEN-EN 1992-1-1 6.2.5 (1). Hierbij is gerekend met een geprofileerd oppervlakte. In de voeg is geen doorgaande betonstaalwapening aanwezig zodat de formule versimpeld wordt tot:

$$v_{Rd} = C * f_{ctd} + \mu * \sigma_n \leq 0,5 * v * f_{cd}$$

Waarbij σ_n de gemiddelde normaaldrukspanning in het aansluitvlak is, door een uitwendige normaalkracht gelijk moet kunnen optreden met de afschuiving in het aansluitvlak. Deze gemiddelde normaaldrukkracht is bepaald als de gemiddelde voorspankracht in de doorsnede na het optreden van alle voorspanverliezen. Deze normaal kracht is immers over de volledige doorsnede aanwezig ook als de voeg gescheurd is door het buigend moment, de drukkracht is dan alleen verplaatst naar de bovenzijde van de voeg.

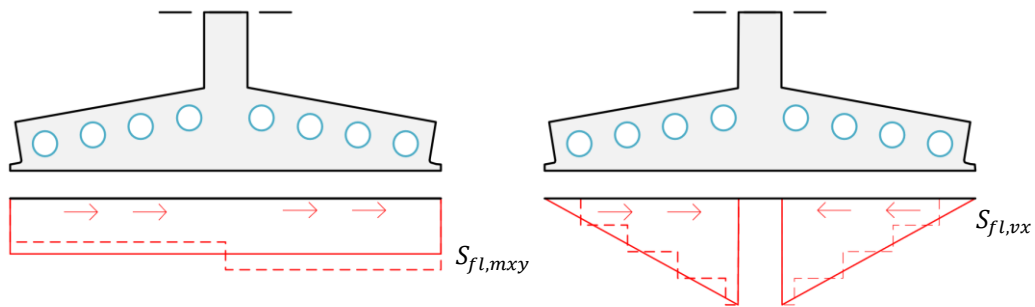
Ter controle is ook een alternatieve berekeningsmethode gebruikt. Deze gaat uit van de betondrukspanningen in de uiterste grenstoestand om de afschuifsterkte van het lijf te toetsen. Bij deze methode wordt de afschuifsterkte van het lijf bepaald door voor elke 'horizontale strook' van het lijf samen met de daar geldende drukspanning de afschuifsterkte te bepalen. De afschuifsterkte van het lijf is tenslotte bepaald door de sterktes van de individuele stroken bij elkaar op te tellen. Deze Toets voldoet ook zeer ruim met een unity check van ongeveer 0,25-0,30.

Bij het 100 meter lange brugdek heeft de voegverbinding dus een voldoende grote afschuifsterkte. Dit komt omdat de voeg relatief dicht bij de middendoorsnede ligt en dat dus de dwarskracht nog klein is. Het vergrote aansluitvlak, door het toepassen van de rib is in dit geval niet noodzakelijk daarom is de rib ook niet extra dik gemaakt om een goede spreiding van de belasting te krijgen. Dit heeft tot gevolg dat de voeg getoetst moet worden met de lijf breedte in deze doorsnede, dit is in dit geval 200 mm.

Indien de ribben wel verbreed zijn voor het overdragen van de dwarskracht in de voeg zullen door de spreiding van de drukdiagonaal slijtkrachten voorkomen. Voor deze slijtkrachten zal extra horizontale slijtwapening toegepast moeten worden, anders kan het volledige oppervlakte van de voeg niet benut worden. Ook Indien er een stijfheidsverschil is tussen het prefab beton en de gebruikte mortel moet slijtwapening in het kopvlak toegepast worden.

Controle onderflens voeg

in de voeg tussen de onderflenzen is, in tegenstelling tot het in het lijf, geen drukspanning te verwachten in de uiterste grenstoestand. Door het buigend moment zal de onderflens immers volledig gescheurd zijn. Daarom wordt hier niet getoetst met de gemiddelde drukspanning door de voorspanbelasting in deze voeg, deze is namelijk in de uiterste grenstoestand niet aanwezig. Ook het aandeel van de treksterkte van het beton kan niet worden meegenomen omdat het beton gescheurd is. Dit betekent dat de volledige schuifstroom opgenomen moet worden door het voorspanstaal in de onderflens.



Figuur 11-35 een schets van het verloop van de schuifstromen in de onderflens ter plaatse van de voeg, gestreept is het werkelijke verloop van de schuifstroom weergegeven en met de doorgetrokken lijn de gebruikte gemiddelde schuifstroom.

In Figuur 11-35 is het verloop van de schuifstroom door torsie en flensafschiiving geschetst. De torsieschuifstroom zal aan beide zijde van het lijf een andere grote hebben, maar door dat bij het uitlezen van de snede al de gemiddelde waarde is bepaald zal de torsieschuifstroom constant zijn over de onderflens. De schuifstroom door flensafschiiving, $S_{fl,vx}$ zal bij een ongeveer gelijke verdeling van de voorspanning over de onderflens lineair aflopen. De maximale waarde zal te vinden zijn bij de aansluiting van het lijf op de flens en bij de rand van de flens zal deze nul zijn. Daarom wordt benodigde hoeveelheid staal bepaald met de helft van de schuifstroom door flensafschiiving. Dit is nog een conservatieve benadering omdat in werkelijkheid de twee schuifstromen in een flens tegengesteld zijn van richting en dus elkaar compenseren. De benodigde hoeveelheid staal in dit aansluitvlak is bepaald met de volgende uit NEN-EN 1992-1-1 6.2.5 afgeleide formule voor het aansluitvlak:

$$A_p = \frac{\left(S_{fl,mxy} + \frac{S_{fl,vx}}{2} \right) * b_{eff}}{f_{pu} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha)}, \text{ met } \alpha = 90^\circ$$

Opgemerkt moet worden dat in de oorspronkelijke formule uit de norm geschreven wordt over wapeningsstaal terwijl in de onderflens alleen voorspanstaal aanwezig is. Aangenomen is dat deze als gelijkwaardig gezien kunnen worden voor deze controle van het aansluitvlak.

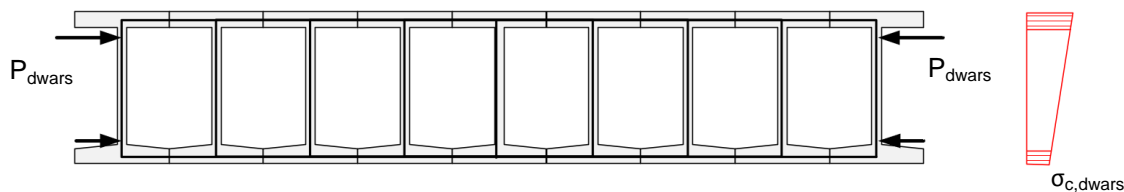
Bij het toetsen van de voorspanning wordt het maximum van de benodigde hoeveelheid voorspanstaal in dit aansluitvlak en de benodigde hoeveel staal voor het opnemen van torsie gereserveerd voor het opnemen van de schuifstroom. Tenslotte is ook gecontroleerd of de schuifspanning in de voeg aan de maximale waarde van $0,5 * v * f_{cd}$ voldoet.

Controle bovenflens voeg

De bovenflens zal in tegenstelling tot de onderflens altijd volledig onder een grote drukspanning staan, ook in de uiterste grenstoestand. Zolang de schuifspanning niet groter is de maximale waarde van $0,5 * v * f_{cd}$ zal deze voeg dus voldoen. Daarom is dit niet verder gecontroleerd.

11.9.3 Dwarsvoorspanning

De dwarsvoorspanning wordt als laatste aangebracht om de individuele samengestelde liggers te combineren tot een brugdek. Om de dwarsvoorspanning te toetsen is de dwarsrichting van het brugdek als een ligger beschouwd op dezelfde manier als de stijfheidsparameter D_{22} bepaald is.



Figuur 11-36 een schets van het gebruikte liggermodel voor de dwarsvoorspanning, met de bijbehorende betonspanningen in de flenzen ten gevolge van de dwarsvoorspanning.

De direct optredende verliezen ten gevolge van wrijving kunnen verwaarloosd worden volgens NEN 1992-1-1 5.10.5.2 (4) en volgens de ETA van het voorspanstelsel [35]. Alleen de richtingsveranderingen in de afbuigpunten zorgen voor wrijving, maar de kabels hebben een recht verloop zodat de wrijvingsverliezen dus verwaarloosd kunnen worden.

De maximale trekspanning in het voorspanstaal bij het spannen van de voorspanning, $\sigma_{p,max}$, is bepaald volgens NEN-EN 1992-1-1 5.10.1 (1) en de ETA van het voorspanstelsel [35], deze is 1440 N/mm^2 . Deze trekspanning is bepaald volgens de onderstaande formule:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0.1k})$$

Het voorspanverlies ten gevolge van wigzetting zal zich, door het ontbreken van wrijving verdelen over de volledige kabellengte. Er is gerekend met een wigzetting van 8 mm volgens de ETA van het voorspanstelsel. Hierbij is aangenomen dat de voorspanning aangebracht wordt met een vijzel zonder power seating, het hydraulisch aandrukken van de wiggen. Hiervoor is gekozen omdat er geen ruimte is voor een grote vijzel met power seating bij de verankering. Indien er wel ruimte is voor deze vijzel kan gerekend worden met een wigzetting van 4 mm.

$$\Delta\sigma = \frac{u_{wig}}{L_{kabel}} * E_p$$

Direct na het verankeren van de dwarsvoorspanning mag de trekspanning in het voorspanstaal niet meer zijn dan 1395 N/mm^2 . Deze maximale trekspanning in het voorspanstaal is bepaald volgens de onderstaande formule uit NEN-EN 1992-1-1 5.10.3 (2) en overeenkomstig met ETA-13/0979 Anex 1 [35] van het voorspanstelsel.

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0.1k})$$

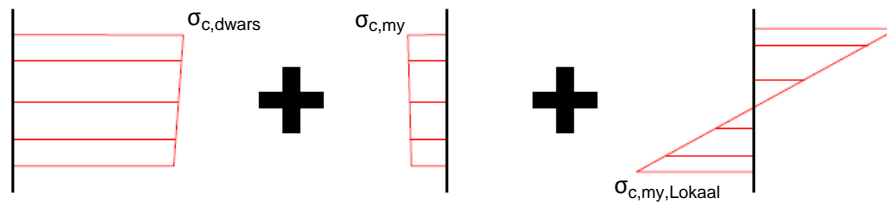
De tijdsafhankelijke verliezen zijn berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 5.10.6 (2), deze kan volgens (3) ook gebruikt worden voor voorspanning zonder aanhechting. Hiervoor moet het verlies gespreid worden over de kabellengte. Omdat de voeg een lagere sterkte heeft en minder oud is, is de krimp- en kruipberekening voor zowel het prefab en het voeg gedeelte uitgevoerd. In de voeg is immers een groter verlies te verwachten. Dit verlies is uitgespreid over de volledige kabel lengte. De betonspanningen die noodzakelijk zijn om de kruip te bepalen zijn niet berekend onder de quasi permanente belasting, maar slechts ten gevolge van de voorspankracht. Hiervoor is gekozen omdat er zowel positieve als negatieve buigende momenten in het brugdek voorkomen, deze belastingen zullen elkaar uitmiddelen. Ook de lokale belasting op de flens zal niet lijden tot extra kruip verlies in de voorspanning, omdat deze slechts voor extra betonspanningen in een deel van de beschouwde ligger zorgt.

De dwarsvoorspanning onder de bovenflens en boven de onderflens wordt zo gekozen dat de toetsen voor de voeg tussen de liggers en de beugelwapening in de onder- en bovenflens voldoen. Deze toetsen zijn beschreven in de paragrafen 11.9.4, 11.9.6 en 11.9.7.

11.9.4 Voeg tussen de liggers

De voeg tussen de liggers wordt getoetst op een combinatie van het globale dwarsmoment, m_y , de dwarsmomenten werkend op de flenzen en de afschuiving in de flenzen. Voor de toetsing van deze voeg wordt gebruik gemaakt van de spanningen in de bovenflens ten gevolge van de voorspanning zoals deze berekend zijn met het dwarse liggermodel. Voor de

toetsing van de voeg is het belangrijk dat met het juiste globale dwarsmoment gerekend wordt, namelijk het buigend moment dat zorgt voor trek in de beschouwde flens.



Figuur 11-37 een schets van de betonspanning in de voeg onder invloed van de voorspanbelasting, het globale optredende dwarsmoment en het lokale dwarsmoment in de voeg.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Voeg tussen de bovenflenzen	m_y & $m_{y,Lokaal}$	m_y & $S_{fl,m_{xy}}$ & $v_{y,Lokaal}$, m_y & $S_{fl,m_{xy}}$ & $v_{y,vy}$, m_y & $m_{y,Lokaal}$
Voeg tussen de onderflenzen	m_y & $m_{y,Lokaal}$	m_y & $S_{fl,m_{xy}}$ & $v_{y,vy}$, m_y & $m_{y,Lokaal}$

Bruikbaarheidsgrenstoestand

In de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt de voeg getoetst op de eis dat de betondrukspanning over de hele voeg minimaal 0 N/mm^2 is bij 0,9 maal de voorspanbelasting. Deze eis volgt uit een combinatie van NEN-EN 1992-2 NB 7.3.1 (113) en ROK. De eerste stelt dat voor voegen evenwijdig aan de hoofddraagrichting de minimale normaaldrukspanning op de plaats van het voorspanstaal gelijk is aan 0 N/mm^2 onder de karakteristieke belasting. De ROK verzwaart deze eis door te stellen dat dit geldt voor de uiterste vezels van de voeg [5]. Maar tegelijkertijd wordt hier ook bij gesteld dat dit geldt voor voegen die doorkruist worden door (dwars)voorspanning, iets wat strikt genomen niet geldt voor dit brugdek, de dwarsvoorspanning loopt onder in plaats van door de voeg.

Deze eis is opgenomen in de richtlijnen om te verzekeren dat de voeg niet gaat openstaan tijdens het normale gebruik van het viaduct. Ander bestaat namelijk het risico op corrosie van de voorspanning en vocht indringing in de holle ruimte van de constructie. Maar bij dit brugdek zal het openstaan van de voeg niet tot deze problemen leiden. De voorspanning is namelijk extern geplaatst zodat een mogelijke scheur in de voeg niet tot duurzaamheidsproblemen van de voegen hoeft te leiden. En de dwarsvoorspanning is vooral aanwezig om de lokale belasting op de flens te compenseren, als deze lokale belasting te groot wordt zal de onderzijde openscheuren, maar de bovenzijde nog steeds dicht gedrukt worden, zodat er geen risico is op een volledig openstaande voeg. Daarom kan het gerechtvaardigd zijn om de ROK eis te negeren. Zodat alleen de eis uit NEN-EN 1992-2 NB 7.3.1 (113) overblijft. Maar deze eis is lastig te vertalen naar dit brugdek. De voorspanning bevindt zich namelijk buiten de voeg dus de betonspanning ter plaatse van de voorspanning heeft geen zinvolle waarde voor het brugdek. Daarom kan het zinvoller zijn om ter plaatse van de voeg bijvoorbeeld te toetsen op scheurwijdte of een toetsing aan de treksterkte van de voeg onder de karakteristieke belastingsituatie zonder de factor 0,9 op de voorspankracht.

Omdat de beschreven eisen aan de voeg eigenlijk ongeschikt zijn voor dit ontwerp is besloten om conservatief de ROK eis aan te houden voor de toetsing in de bruikbaarheidsgrenstoestand, zodat getoetst wordt op een maximale spanning van $0,6 * f_{ck,voeg}$ en een minimale drukspanning van 0 N/mm^2 . Een forse reductie van de dwarsvoorspanning is mogelijk indien van deze eis afgeweken mag worden, maar om te zorgen dat het ontwerp zonder enige twijfel aan de beschreven normen en richtlijnen voldoet is dit niet toegepast.

Uiterste grenstoestand

In de uiterste grenstoestand worden de voegen gecontroleerd op een combinatie van het globale en lokale buigend moment in de onder- en bovenflenzen. Hierbij zijn de

betonspanningen lineair-elastisch berekend over de voeg, op dezelfde manier zoals dit voor de BGT is gedaan. Uit de berekening volgt dat de betonspanningen in de voeg altijd onder de trekspanning van het beton blijven, dit door de zware eis in de BGT. Ook de maximale betonspanningen in de voeg worden daarom praktisch nooit overschreden.

Ook de afschuiving in het aansluitvlak wordt gecontroleerd met behulp van de formule gegeven in NEN-EN 1992-1-1 6.2.5. het aansluitvlak wordt standaard gezien als geprofileerd volgens de eisen gegeven in figuur 6.9. De normaaldrukspanning, σ_n is gelijk aan de gemiddelde voorspanning in de voeg verminderd met de trekspanning ten gevolge van het maximale globale dwarsmoment. Het lokale moment hoeft hierbij niet beschouwd te worden omdat de maximale afschuiving in de voeg niet voorkomt gelijktijdig met dit maximale dwarsmoment. En omdat dit lokale buigende moment op de voeg niet zorgt voor een reductie van de gemiddelde spanning, de extra trekspanning aan de onderzijde wordt gecompenseerd door een extra drukspanning aan de bovenzijde. Zodat de effectieve totale afschuifsterkte behouden blijft.

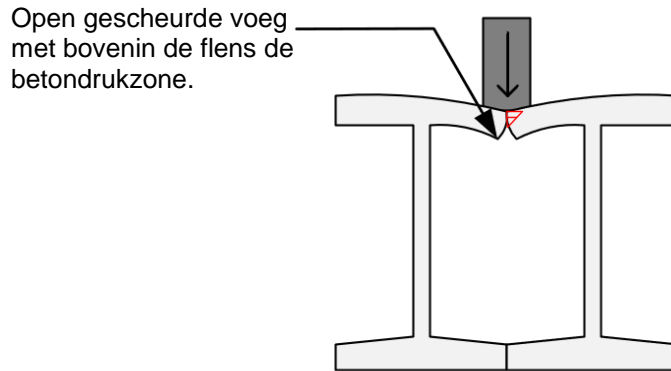
De afschuiving in het aansluitvlak van de voeg gecontroleerd dit gebeurd voor een combinatie van de schuifstroom door torsie en de lokale dwarskracht in de voeg en voor een combinatie van de schuifstroom door torsie en de dwarskracht in de voeg door de dwarsbuigvervorming, $v_{y,vy}$. Deze schuifstormen werken onder een hoek van 90° van elkaar en worden gecombineerd door middel van de volgende formule:

$$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{fl, mxy}^2 + \tau_{vy}^2}$$

Voor de krachtsafdracht van het brugdek is het van groot belang dat de afschuifvlakken tussen de liggers voldoende sterktecapaciteit hebben. Als deze de schuifspanningen niet meer over kunnen dragen zal het brugdek een deel van de dwarsspreiding verliezen zodat de individuele liggers zwaarder belast worden en er dus een kans is op het bezwijken van de constructie. Het zou daarom logisch zijn om de voerspanbelasting, die essentieel is voor de sterkte van dit afschuifvlak, te vermenigvuldigen met een veiligheidsfactor. Maar NEN-EN 1992-1-1 en de nationale bijlage stellen de partiële factor, $\gamma_{p, fav}$, op 1,0. Ook de partiële factor voor krimpeffecten is gesteld op 1,0.

Voor een normale voorgespannen betonnen balk zijn dit geschikte aannamen. Mocht de voerspankracht onderschat zijn, dan blijft de totale treksterkte van het staal behouden zodat de momentcapaciteit van de verbinding (bijna) gelijk blijft. Maar voor deze voeg verbinding geldt dit niet. De rek in de voerspanning zal zich verdelen over de volledige kabel lengte, zodat een grote scheur in de voeg noodzakelijk is om de kracht in het voerspanstaal te laten stijgen. Terwijl een doorgaande scheur in de voeg al een direct verlies aan sterkte betekend, waardoor het brugdek zijn spreiding verliest en dus in het slechtste geval totaal kan bezwijken. Daarom wordt voor de UGT berekening ook conservatief aangenomen dat de spanning in het staal niet zal stijgen door deze belasting.

Tegelijk moet opgemerkt worden dat de hoeveelheid dwarsvoerspanning vooral bepaald wordt door het lokale moment in de voeg tussen de bovenflenzen. En als op deze locatie de voeg gaat scheuren zal de afschuifsterkte niet direct afnemen, de gescheurde bovenflens zal namelijk nog steeds een drukzone hebben die schuifstroom kan overdragen.



Figuur 11-38 een schets van de openstaande voeg tussen de liggers onder invloed van een lokale wiellast met in het rood de betondrukzone geschetst.

Om toch een extra veiligheid in het ontwerp in te bouwen zal gerekend worden met een veiligheidsfactor op de belasting van 0,9 in de uiterste grenstoestand. Opgemerkt moet worden dat de gehanteerde eisen in de bruikbaarheidsgrenstoestand zo zwaar maatgevend zijn dat de uiterste grenstoestand eigenlijk altijd ruim voldoet, met een unity check van ongeveer 0,4 tot 0,5.

11.9.5 Beugelwapening in het lijf en de ribben

De beugelwapening in het lijf bestaat uit twee delen: beugelwapening in het lijf om de dwarskracht op te nemen en beugelwapening in de ribben ontworpen om de dwarsbuiging van de lijven op te nemen. Beide effecten worden dus los van elkaar gecontroleerd. De buiging van het lijf door de lokale plaatsing van de wiellast wordt niet beschouwd omdat het buigend moment door de dwarsafschuiving, $m_{y,vy}$, altijd maatgevend is. Wel moet de wapening over de volledige lengte van het lijf aanwezig zijn om voldoende sterkte te hebben tegen dit lokale buigende moment.

Door deze methode is aangenomen dat de wapening voor de opname van de dwarskracht niet bijdraagt aan de opname van de dwarsbuiging en andersom. Dit is conservatief, eventueel zou de benodigde hoeveelheid wapening in het lijf gereduceerd kunnen worden door beide effecten tegelijkertijd te beschouwen.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Beugelwapening in het lijf	$m_{y,vy}$	$V_x, m_{y,vy}$

De dwarskracht weerstand van de gebruikte hoeveelheid beugelwapening is getoetst met de volgende formule volgend uit NEN-EN 1992-1-1 6.2.3 (6.8):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yd} * \cot \theta$$

De wapening in de ribben voor het opnemen van de buiging van deze rib is getoetst op scheurwijdte onder de frequente belasting. Hiervoor is een maximale scheurwijdte van 0,2 mm aangehouden volgens met milieuklasse XC4. Voor de veldliggers, waarbij de lijven beschermt zijn tegen de regen, zou eventueel getoetst kunnen worden op een grotere scheurwijdte van 0,3 mm overeenkomend met milieuklasse XC3. De scheurwijdte is berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 7.3.4. hierbij is uitgegaan van een kortdurende belasting aangezien deze buigende momenten voornamelijk worden veroorzaakt door de verkeerbelasting.

De wapening in de ribben is ook getoetst op de belasting in de uiterste grenstoestand. Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van het bilineaire beton-rek diagram. Tevens wordt de maximale hoogte van de betondrukzone Xu/d gecontroleerd. Indien de betondrukzone zich niet alleen in de rib, maar ook in het lijf bevindt wordt dit in mindering gebracht op de sterkte van de betondrukdiagonaal volgens NEN 1992-2 6.2.4 (105).

11.9.6 Beugelwapening in de onderflens

De beugelwapening in de onderflens wordt getoetst op de schuifstroom door flensafschiiving, $S_{fl,vy}$ en het buigend moment door dwarsafschiiving, $m_{y,vy}$.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Beugelwapening in de onderflens	-	$S_{fl,vx} \& (S_{fl,mxy}), m_{y,vy}$

De torsieschuifstroom wordt opgenomen door de dwarsvoorspanning in de onderflens. Dit is getoetst volgens de onderstaand formule, indien dit niet voldoet zal er extra beugelwapening in de onderflens voor de torsieschuifstroom moeten worden opgenomen.

$$\tau_{fl,mxy} < \sigma_{p,gem}$$

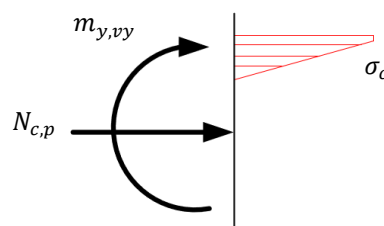
Hierbij is $\sigma_{p,gem}$ de gemiddelde drukspanning in de onderflens in de uiterste grenstoestand gecorrigeerd met de extra veiligheidsfactor op de voorspanbelasting zoals beschreven in paragraaf 11.9.3. Dit zal praktisch altijd voldoen omdat het aansluitvlak ter plaatse van de voeg ook al getoetst is op dezelfde schuifstroom. Alleen bij de randliggers zal dit niet het geval zijn omdat daar de drukspanning in de flens zich eerst moet spreiden zodat er ook zones zijn van de flenzen die niet onder voldoende drukspanning staan en waar dus wapening noodzakelijk is.

De benodigde hoeveelheid staal voor de opname van de schuifstroom is berekend met de volgende formule:

$$S_{fl,vx} = A_s * f_{yd} * \cot \theta_{fl}$$

De flensafschiiving zou ook opgelost kunnen worden door deze toch al aanwezige voorspanning. Maar de ligger moet ook voldoende sterkte hebben voordat de dwarsvoorspanning is aangebracht, voor bijvoorbeeld de bouwbelasting. Daarom is ervoor gekozen de volledige schuifstroom door flensafschiiving te gebruiken om de beugelwapening te ontwerpen en te toetsen. Eventueel zou dit nog geoptimaliseerd kunnen worden door de flensafschiiving te toetsen in de bouwfase en de extra flensafschiiving in de uiterste grenstoestand wel te laten opnemen door de dwarsvoorspanning.

Het buigend moment bij de aansluiting van het lijf op de onderflens moet opgenomen worden door zowel de dwarsvoorspankracht in de flens en eventueel extra beugelwapening. Voor deze toetsing is de normaal drukspanning in de flens omgerekend naar een normaal drukkracht. Vervolgens is betondrukzone bepaald en de buigend momentcapaciteit bepaald zoals geschetst in Figuur 11-39. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het bilineaire spanningsrekdiagram. In de onderzochte gevallen was de dwarsvoorspanning voldoende voor het opnemen van het buigend moment in dit constructiedeel.



Figuur 11-39 een schets van normaal kracht in de flens ten gevolge van de voorspanning en de betonspanningen in de uiterste grenstoestand voor het opnemen van het buigend moment.

De hoogte van de betondruk, x_u wordt in mindering gebracht op de sterk van de betondrukdiagonaal in de onderflens volgens NEN 1992-2 6.2.4 (105).

11.9.7 Beugelwapening in de bovenflens

De beugelwapening in de bovenflens wordt getoetst op dezelfde effecten als de onderflens. Afwijkend van de onderflens moeten hier ook getoetst worden op het lokale moment in de bovenflens ten gevolge van de plaatsing van de wiellast, $m_{y,lokaal}$.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Beugelwapening in de onderflens	-	$S_{fl,vx}$ & $(S_{fl,mxy})$, $m_{y,vy}$, $m_{y,Lokaal}$

Om de afdracht van de lokale effecten te verzekeren moet in de bovenflens, die ook als brugdek gebruikt wordt een minimale wapening met een hart op hart afstand van 250 mm worden toegepast volgens ROK art. 8.2 (1). Dit geldt ook voor de bovenflens wapening in langs richting. Dit net wordt zowel in de onder- en bovenzijde van de bovenflens toegepast om de lokale effecten af te dragen.

11.9.8 Drukdiagonaal in het lijf en de ribben

De drukdiagonaal in het lijf van de ligger wordt getoetst op een combinatie van V_x , waarbij indien noodzakelijk een reductie ten gevolgen van $m_{y,vy}$ wordt meegenomen. Ook wordt de afschuiving in de ribben gecontroleerd. Deze twee effecten worden los van elkaar getoetst omdat er geen interactie regels voor bekend zijn.

De twee kruisende drukdiagonalen zijn te interpreteren als twee betondruk zones die elkaar kruisen onder een hoek op het kruispunt van het lijf en de ribben. Beton belast op druk in twee richtingen zal een hogere druksterkte hebben dan beton zonder deze drukspanning in de dwarsrichting. Daarom wordt het los toetsen van de drukdiagonalen toelaatbaar geacht. Hierbij Moet vermeld worden dat de drukdiagonaal in de ribben over het algemeen niet zwaar belast wordt. In sommige gevallen zal zelfs de afschuifcapaciteit van het beton voldoende zijn voor de op te nemen dwarskracht.

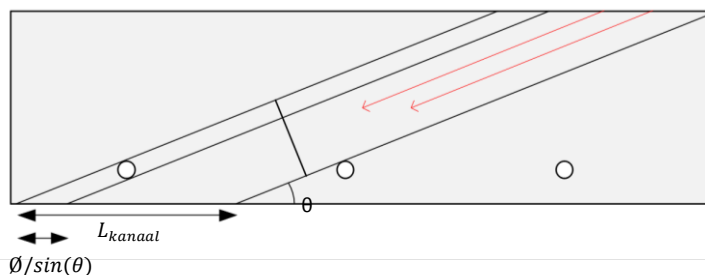
Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Drukdiagonaal in het lijf	-	V_x & $(m_{y,vy})$, $v_{y,vy}$

Drukdiagonaal ten gevolg van de dwarskracht

De drukdiagonaal in het lijf, voor het opnemen van de dwarskracht wordt getoetst met de formule gegeven in NEN 1992-1-1 6.2.3. (3). Hierbij is de hoek van de betondrukdiagonaal standaard op 21,8 graden, behalve voor de eerste snede, hier is deze standaard 32,3 graden.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

De sterkte van de beton drukdiagonaal wordt gereduceerd doordat in het lijf gaten in de dwarsrichting aanwezig zijn voor de dwarsvoorspanning en voor het hijsen van de liggerdelen. Hierbij is word een reductie factor toegepast afhankelijk van het aantal gaten per lengte meter lijf en de diameter van deze gaten. Deze reductie factor is bepaal met de onderstaande formule:



Figuur 11-40 een schets van de betondrukdiagonaal en hoe deze gereduceerd moet worden door de gaten in het lijf voor de dwarsvoorspanning.

$$C_{dwarskanalen} = \frac{L_{kanaal} - \frac{\phi_{kanaal}}{\sin(\theta)}}{L_{kanaal}}$$

De reductiefactor is bepaald voor één rij gaten en dus niet nogmaals toegepast voor de aanwezige gaten in de bovenzijde van het lijf. De drukspanning zal zich immers herverdelen over het lijf door de grote afstand tussen deze twee kanalen, daarom is een verder reductie niet noodzakelijk.

Deze gaten in het lijf zullen lijden tot extra splijtkrachten rondom de gaten. Deze splijtkrachten zullen voor een deel opgenomen worden door de beugelwapening, maar het is ook verstandig om enkele beugels rondom deze gaten te plaatsen, deze zijn ook wenselijk om de toevallige afbuigkrachten vanuit de externe voorspanning te voorzien van wapening.

Indien de betondrukzone veroorzaakt door dwarsbuiging, x_u zich buiten de ribben bevindt zal de b_w verminderd worden met de hoogte van deze betondrukzone volgens NEN 1992-2 6.2.4 (105). Dit kan zich vooral voordoen bij de opleggingen waar de lijfbreedte toeneemt en de dwars buigmomenten dus ook.

Afschuiving in de ribben

De dwarskracht in de ribben van het lijf wordt gecontroleerd met behulp van de formule voor de dwarskrachtweerstand zonder toegepaste beugelwapening. Deze ribben worden in principe niet voorzien van dwarskrachtwapening. Bij de constructiehoogtes lager dan 3 meter zal dit meestal wel noodzakelijk zijn. Indien dwarskracht wapening noodzakelijk is zal ook deze drukdiagonaal getoetst worden met de vermelde formule voor $V_{Rd,max}$.

11.9.9 Drukdiagonaal in de onderflens

De drukdiagonaal in de onderflens van het brugdek wordt getoetst op een combinatie van flensafschuiving en de torsieschuifstroom. Deze schuifspanningen werken onder dezelfde hoek zodat deze direct bij elkaar opgeteld kunnen worden. Tevens is de ongewapende afschuifsterkte van de bovenflens getoetst op de dwarskracht ten gevolge van de buiging van het raamwerk.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT
Drukdiagonaal in de onderflens	-	$S_{fl,mxy}$ & $S_{fl,vx}, v_{y,vy}$

Vanwege de aanwezigheid van geïnjecteerde voorspankanalen in de onderflens moet de dikte van deze onderflens gereduceerd worden om de drukdiagonaal te toetsen. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de formule gegeven in NEN-EN 1992-1-1 6.2.3 (6). Zodat de nominale dikte van de onderflens gelijk is aan:

$$d_{fl,onder,nom} = d_{fl,onder} - 0,5 * \emptyset$$

Ook is de rekenkundige dikte van de onderflens gereduceerd met de hoogte van de betondrukzone voor het opnemen van het buigend moment in de onderflens. De sterkte van de drukdiagonaal is vervolgens getoetst met de volgende formule volgens NEN-EN 1992-1-1 6.2.4 (4):

$$\tau_{v,Ed} \leq v_1 * f_{cd} * \sin(\theta_{fl}) * \cos(\theta_{fl})$$

De hoek van de drukdiagonaal ligt hierbij tussen de 45° en $31,5^\circ$ en is gelijk aan de hoek gehanteerd voor de toetsing van de voorspanning in de lengterichting. Het afgeschuinde verloop van de bovenflens is niet meegenomen bij deze controle.

De dwarskracht door de buiging van het raamwerk, $v_{y,vy}$, wordt opgenomen door de afschuif capaciteit van het beton. Dit is net als bij de toetsing van het lijf niet gecombineerd met de toetsing van de drukdiagonaal. De extra sterkte door de aanwezige normaalrukspanning in de flens is verwaarloosd.

$$v_{Rd,c} = 0,035 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{fl,onder}}}\right)^{\frac{3}{2}} * \sqrt{f_{ck}}$$

11.9.10 Drukdiagonaal in de bovenflens

De sterkte van de drukdiagonaal in de bovenflens is op een gelijke manier getoetst aan die van de onderflens. Hierbij hoeft de dikte niet gecorrigeerd te worden voor de aanwezigheid van dwarsvoorspankanalen.

Te toetsen onderdeel:	Combinatie van deze effecten:	
	BGT	UGT

Drukdiagonaal in de bovenflens	-	$S_{fl,mxy}$ & $S_{fl,vx}$, $v_{y,Lokaal}$, $v_{y,vy}$
--------------------------------	---	--

11.9.11 Verankering van de voorspanning in de lengterichting

De betonstaal wapening die dient om de voorspanning te verankeren is getoetst met de voorspankracht, P_{m0} , maal de veiligheidsfactor $\gamma_{p,unfav} = 1,2$. Om scheurvorming in de bruikbaarheidsgrenstoestand te voorkomen is de maximale staalspanning begrensd op 250 N/mm^2 , volgens NEN-EN 1992-2 8.10.3 (101). Dit is volgens de bij Spanbeton gehanteerde methode voor het beheersen van scheurvorming door het inleiden van de voorspankracht.

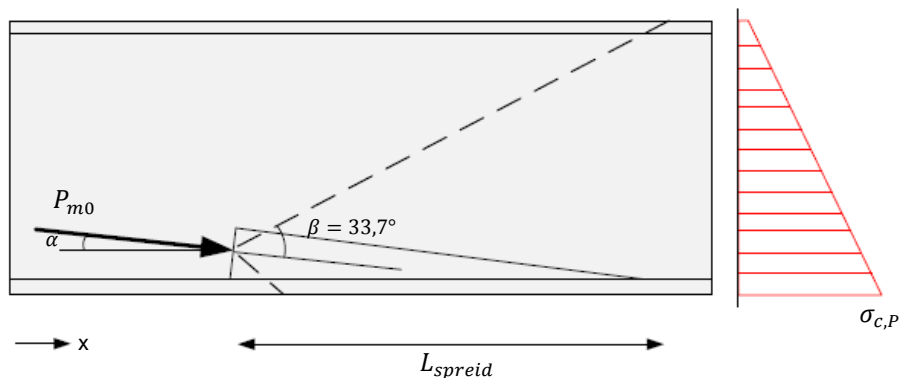
eerste fase voorspanning

De eerste fase voorspanning, de voorspanning met voorgerekt staal wordt verankerd door middel van de aanhechting in het beton. Deze voorspanning zal na het ontlasten van de ligger spijkkrachten bij de koppen van de liggerdelen veroorzaken. Om scheurvorming in de kop ten gevolge van deze spijkkrachten te voorkomen is spijltwapening noodzakelijk. Deze spijltwapening is het meest effectief indien deze direct bij de kopgeplaatst wordt. Deze spijltwapening kan geplaatst worden in de extra brede rib ter plaatse van de liggerverbinding, zoals geschetst in Figuur 10-18.

Omdat relatief weinig voorspanning met voor gerekt staal wordt gebruikt in het 100 meter brugdek zijn ook de spijkkrachten relatief klein, de hierboven beschreven brede rib biedt ook meer dan genoeg plek om de benodigde spijltwapening te plaatsen. Dit is gecontroleerd door middel van een standaard kopspijtkrachten berekening van Spanbeton. Daarom is dit hier niet verder uitgewerkt.

tweede fase voorspanning

De Verankering van de voorspankracht achter het anker is getoetst door middel van een staafwerk model. Hierbij is aangenomen dat de geconcentreerde voorspankracht bij het anker zich onder een hoek van $33,7^\circ$ spreid door de ligger, dit volgt uit NEN-EN 1991-1-1 8.10.3 (5) en het bijbehorende figuur 8.18. Met behulp van deze spreidinghoek en de hoek van het voorspananker is de lengte waarover de belasting zich spreid, L_{spreid} , bepaald. Voorbij deze spreidingslengte zal de betonspanning lineair verlopen over de doorsnede.

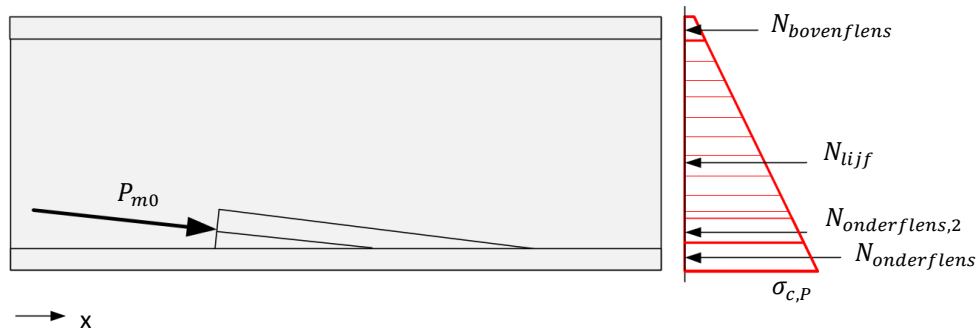


Figuur 11-41 een schets van de spreiding van de aangrijpende voorspanbelasting op de ligger en de gebruikte spreidingslengte

De verankering van de voorspanning gebeurt niet op de kop van de ligger, maar op een aantal punten in de ligger. Door de introductie van de voorspankracht zal er dus al normaaldrukkraft in de ligger aanwezig zijn ter plaatse van de verankering. Aangenomen is dat de effecten bij elkaar opgeteld kunnen worden om de verankering te toetsen, daarom moet dus ook de benodigde wapening volgend uit de ligger berekening en de verankering bij elkaar opgeteld worden.

De voorspankanalen zijn op de onderflens verankerd en buigen na de verankering de onderflens in. Pas als de kanalen volledig horizontaal lopen zal in de doorsnede de spanningsverdeling ontstaan zoals deze berekend is voor de toetsing van de voorspanning in de lengterichting. Omdat dit punt in het algemeen buiten L_{spreid} ligt wordt de benodigde spijltwapening voor de verankering van deze voorspanning bepaald met de

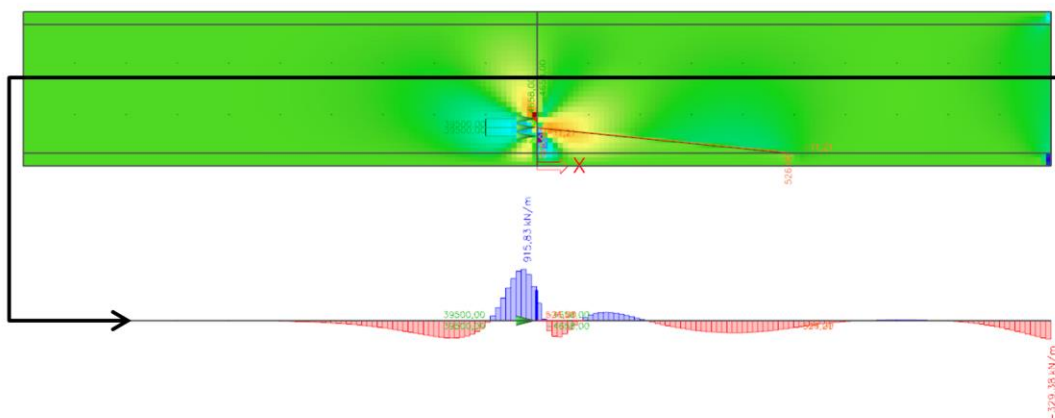
spanningsrekverdeling zoals deze ontstaat door de normaalkracht die aangrijpt in de verankering. Het hieronder beschreven staafwerk model is alleen geschikt indien door de aanrijpende voorspankracht alleen drukspanningen ontstaan, maar dit is altijd het geval voor de ontworpen verankering zolang de liggerhoogte niet groter wordt dan 3000 mm.



Figuur 11-42 een schets van de betonspanningen ten gevolge van de aangrijpende voorspankracht en de resulterende krachten in de onderdelen van de doorsnede.

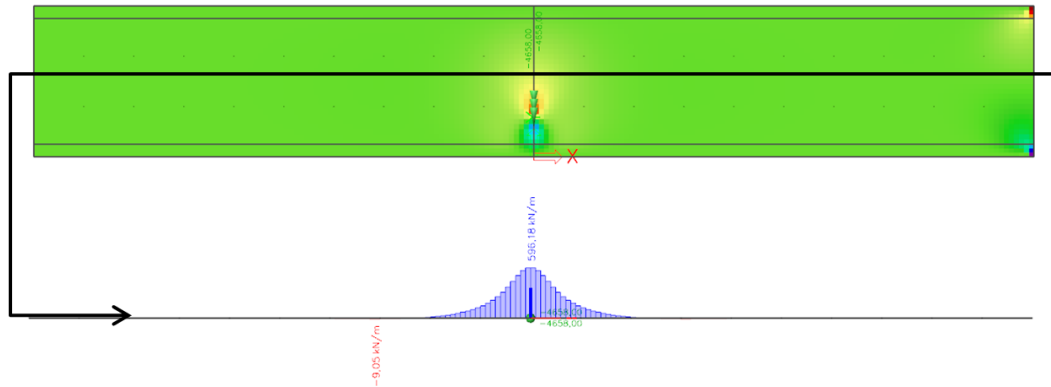
Splijtwapening in het lijf

De voorspanning grijpt aan onder een hoek midden in de ligger. Om een inzicht te krijgen in de benodigde splijtwapening en waar deze geplaatst dient te worden is een EEM berekening gemaakt van een de ligger met plaalementen. De resultaten van deze berekening zijn geplaatst in Figuur 11-43. Hierbij is naast de voorspankracht ook de kracht die ontstaat door het afbuigen van de voorspankanalen meegenomen. De verticale membraankrachten (y-richting) zijn getekend in 2D en voor de horizontale snede halverwege de hoogte van de ligger.



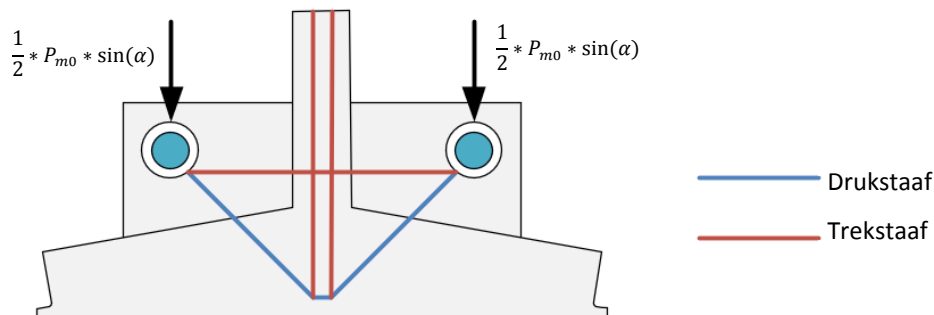
Figuur 11-43 de verticale membraankrachten in de ligger onder invloed van de aangrijpende voorspanning.

Uit de analyse van de resultaten blijkt dat de trekkrachten die ontstaan zich zowel voor als achter de verankering bevinden. Om een beter inzicht te krijgen in de verschillende componenten van de splijtwapening die noodzakelijk is, is de berekening herhaald voor alleen het horizontale en verticale component van de voorspankracht, zonder het effect van de afgebogen voorspankanalen. De resultaten zijn zichtbaar in Figuur 11-44 en Figuur 11-46.

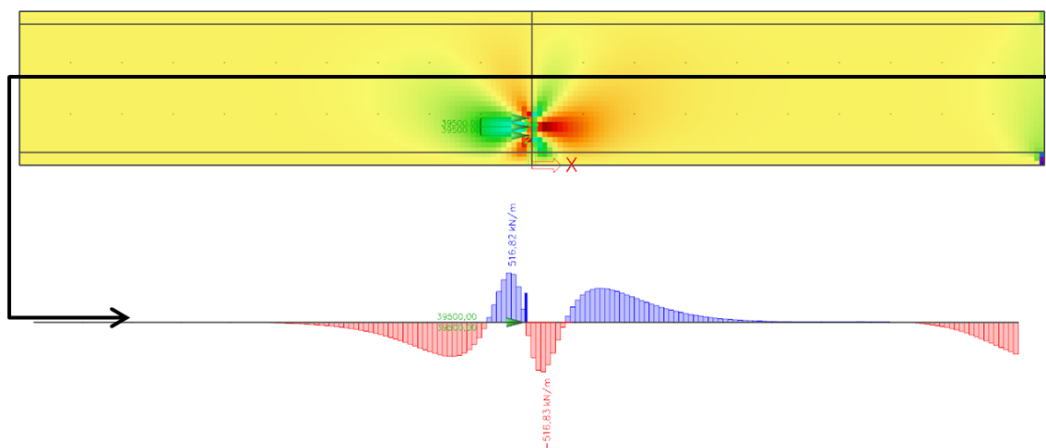


Figuur 11-44 de verticale membraankrachten in de ligger onder invloed van het verticale component van de aangrijpende voorspankracht.

Het verticale component van de voorspankracht zorgt voor trekspanningen in het liggerlijf direct boven de verankering. Om scheurvorming te voorkomen moet hier een vorm van ophangwapening aangebracht worden in het lijf. De kracht grijpt echter niet direct onder het lijf aan maar op de spankoppels die zijdelings daarvan zijn geplaatst. Daarom moet deze trekkracht ook zijdelings naar de verankering geleid worden, hiervoor is het onderstaande staafwerk model gebruikt.



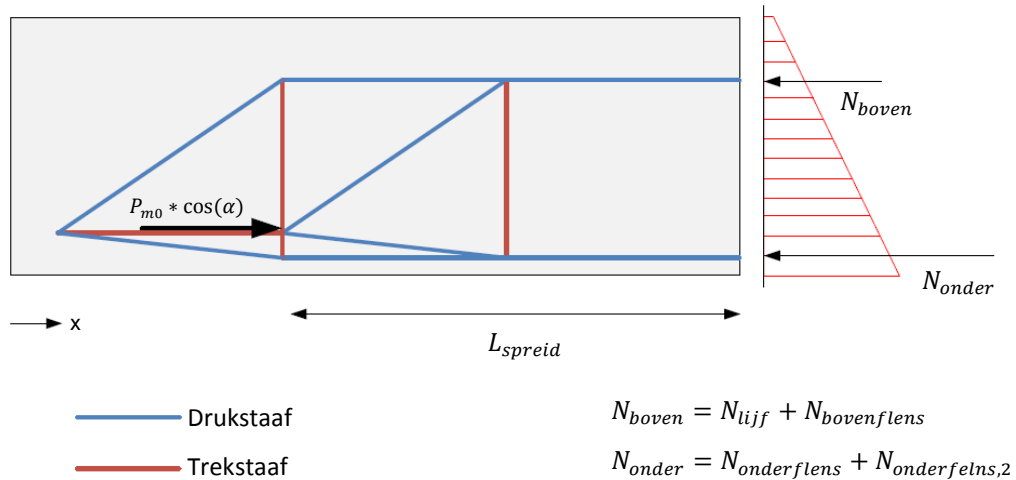
Figuur 11-45 een schets van het gebruikte staafwerkmodel gebruikt om de splijtwapening te bepalen noodzakelijk voor het verticale component van de aangrijpende voorspankracht.



Figuur 11-46 de verticale membraankrachten in de ligger onder invloed van het horizontale component van de aangrijpende voorspankracht.

Het horizontale component van de voorspankracht zorgt voor een trekspanning direct achter de verankering en op een afstand van $\approx \frac{1}{2} * L_{spreid}$ voor de verankering. Hieruit is het

volgende staafwerkmodel voor het horizontale component van de aangrijpende voorspankracht. Hierbij is aangenomen dat de helft van de voorspankracht door het vakwerk voor de verankering wordt overgedragen en de andere helft door het vakwerk er na. Het staafwerkmodel is geschetst in Figuur 11-47.

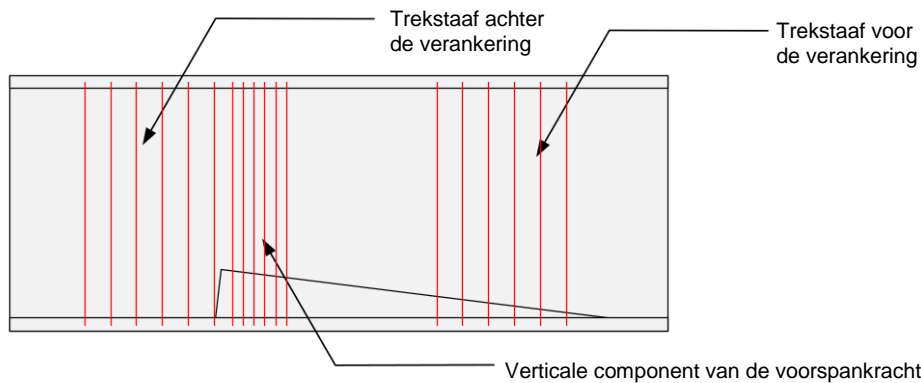


Figuur 11-47 een schets van het staafwerkmodel dat gebruikt is om slijtwapening te bepalen benodigd voor het horizontale component van de aangrijpende voorspankracht.

In het staafwerk model is zichtbaar dat direct achter de verankering zich een trekstaaf bevindt. Voor deze trekstaaf hoeft geen wapening te worden aangebracht omdat in de doorsnede zich al een initiële drukspanning door de ander voorspanelementen bevindt. Deze trekkracht zal dus niet leiden tot scheurvorming maar slecht tot een reductie van de drukspanning achter de verankering. Hierbij moet opgemerkt worden dat dit alleen opgaat als de doorsnede onder voldoende drukspanning staat. Om scheurvorming te voorkomen moet direct achter deze koppeling onder de frequente belasting combinatie een minimale drukspanning van 3 N/mm^2 aanwezig te zijn, volgens NEN-EN 1992-2 8.10.4 (108). Indien deze minimum spanning niet aanwezig is moet hiervoor toch wapening worden aangebracht om scheurvorming te voorkomen.

Door de opbouw van de voorspanning voor het ontwerp is dit vrijwel nooit een probleem, in het algemeen zijn de betonspanningen direct achter de verankering ongeveer $8 - 10 \text{ N/mm}^2$. Alleen bij de verankering die het dichtst bij de oplegging geplaatst is komen lagere drukspanningen voor, maar nog altijd meer dan 3 N/mm^2 .

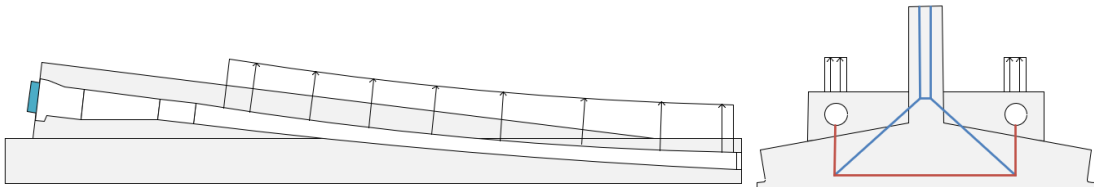
Eventueel zou de spijtwapening voor het lijf gereduceerd kunnen worden door de drukkracht die ontstaat door het afbuigen van de voorspankanalen. Maar dit is in de berekening verwaarloosd.



Figuur 11-48 een schets van de benodigde slijtwapening voor de inleiding van de voorspankracht in het lijf van de ligger.

Wapening rondom de kanalen

De voorspankanalen krommen na de verankering de onderflens in. Door deze kromming ontstaan er naar boven gerichte krachten. Om uitbreken van het voorspankanaal ten gevolge van deze krachten te voorkomen moet er spleitwapening rondom de kanalen aangebracht worden. De totale opwaartse kracht is gelijk aan de neerwaartse kracht gevonden bij het anker, dus $P_{m0} * \sin(\alpha)$. De wapening voor deze kracht kan verdeeld worden over de lengte van het voorspankanaal dat afgebogen wordt.



Tabel 11-8 een schets van de opwaarts gerichte kracht ten gevolge van de voorspanning in de gebogen kanalen.

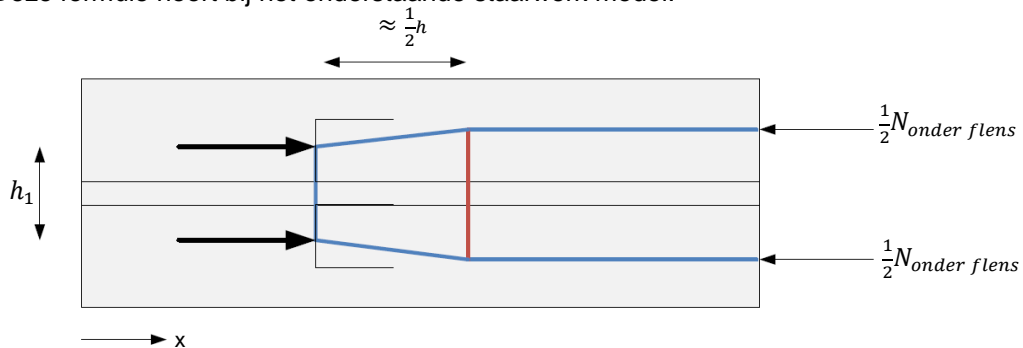
Ook de horizontale afbuiging van de kanalen moet op een gelijke manier voorzien worden van wapening om uitbreken van de voorspankanalen en scheurvorming te voorkomen.

Spleitwapening in de onderflens

De voorspankracht wordt vanuit de verankering direct de onderflens ingeleid. Hier zal de voorspankracht zich verdelen over de volledige onderflens, hierdoor ontstaan er spleitkrachten in de onderflens. de benodigde wapening voor het opnemen van deze spleitkrachten is bepaald met de volgende formule afgeleid uit NEN-EN 1992-1-1 6.5.3 (3) en het collegedictaat Prestressed concrete [47].

$$N_{spl} = \frac{1}{4} * F_p * \left(1 - \frac{h_1}{h}\right)$$

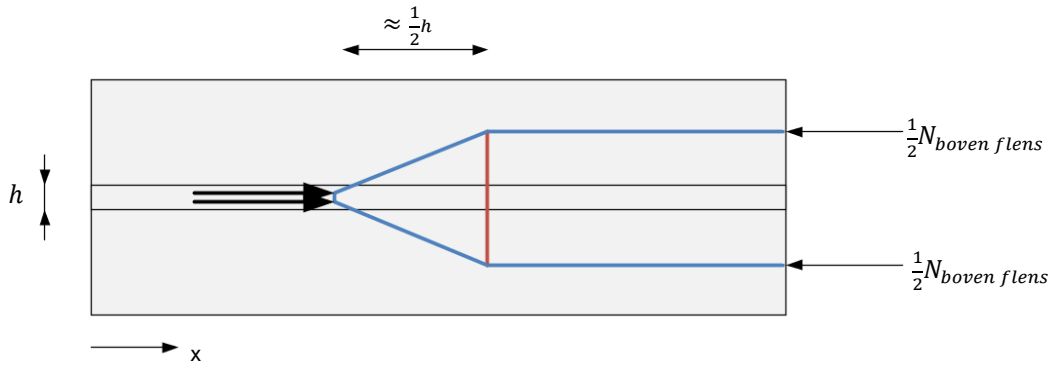
Deze formule hoort bij het onderstaande staafwerk model:



Figuur 11-49 een schets van het staafwerkdiagram gebruikt om de benodigde spleitwapening in de onderflens te bepalen.

Spleitwapening in de bovenflens

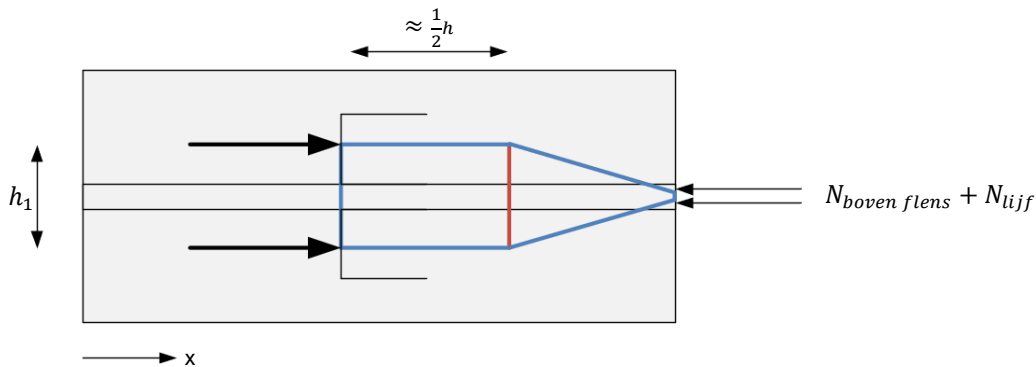
De voorspankracht in de bovenflens wordt geïntroduceerd vanaf het lijf. Omdat de kracht zich vanuit het lijf zal spreiden over de volledige breedte van de bovenflens zullen ook hier spleitkrachten ontstaan. Deze benodigde spleitwapening in de bovenflens is bepaald met dezelfde formule die gebruikt is voor de onderflens. Waarbij h_1 gelijk is aan de breedte van het lijf. In Figuur 11-50 is het bijbehorende staafwerkmodel geschetst.



Figuur 11-50 een schets van het gebruikte staafwerkmodel om de slijtwapening in de bovenflens te bepalen.

Slijtwapening tussen het voorspananker en het lijf

Omdat de verankering geplaatst is in een span kop naast het lijf moet de druk kracht in het lijf en de bovenflens ook naar de verankering geleid worden, ook hierdoor ontstaan slijtkrachten waarvoor extra wapening noodzakelijk is. Om de benodigde hoeveelheid wapening te bepalen is het onderstaande staafwerk model gebruikt.



Figuur 11-51 een schets van het staafwerkmodel gebruikt om de slijtwapening te bepalen tussen de het voorspananker en het lijf,

De kracht in de trekstaaf is vervolgens bepaald met behulp van dezelfde formule die ook gebruikt is voor het bepalen van de slijtwapening in de onderflens.

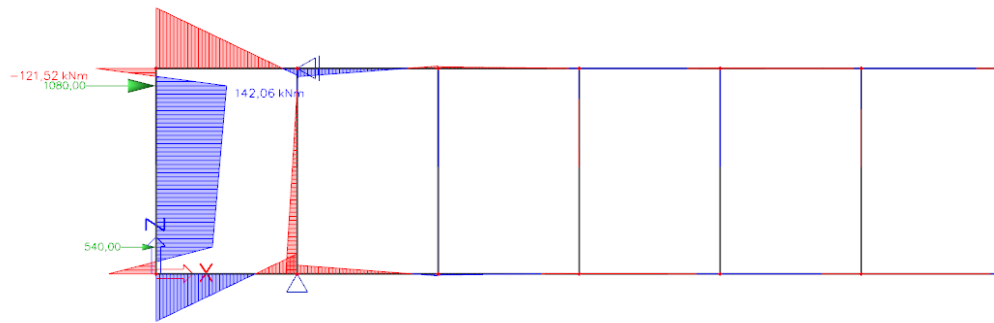
Slijtwapening rondom het voorspananker

De hierboven beschreven slijtwapening moet aangevuld worden met de slijtwapening voorgeschreven door de ETA van het voorspanstelsel. Dit betreft spiraalwapening en omsluitende beugelwapening voor het gebruikte anker.

11.9.12 Verankering van de dwarsvoorspanning

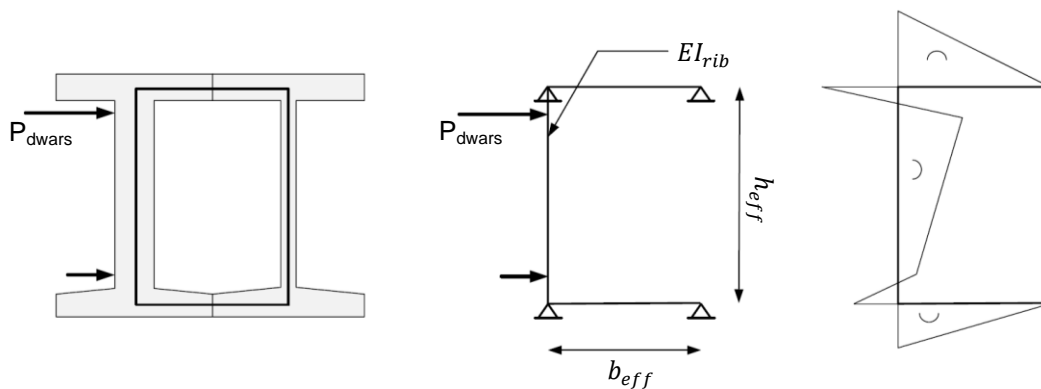
De dwarsvoorspanning grijpt aan op het lijf van de randliggers, daarom is het lijf, ter plaatse van de randligger voorzien van een rib. Deze wordt ontworpen om de voorspanbelasting van het lijf over te dragen op de flenzen van de ligger. De rib wordt dus belast op buiging en dwarskracht.

Om een inschatting te maken van deze krachten is een raamwerkberekening gemaakt, waarbij liggerstijfheden en voorspankrachten corresponderend met het ontwerp zijn gebruikt. In Figuur 11-52 is een afbeelding van de resulterende momentenlijn geplaatst.



Figuur 11-52 een afbeelding van de momentenlijn in de constructie ten gevolge van de voorspankrachten op de randligger.

De voorspanbelasting op de randligger zal zorgen voor buigende momenten in het lijf van de ligger, maar ook in de flenzen van dezelfde ligger. Ook ter plaatse van de voeg tussen de flenzen van de liggers is een buigend moment. Dit buigend moment werkt tegenovergesteld aan het lokale moment dat maatgevend is voor het ontwerp, daarom is deze niet beschouwd bij de toetsing van de voeg. De buigende momenten in de constructie worden na de eerste koker snel minder, daarom kunnen deze verwaarloosd worden in het eenvoudige model. Om de buigende momenten in de randligger ten gevolge van de aangrijpende voorspankracht te bepalen is gebruik gemaakt van het volgende liggermodel:



Figuur 11-53 een schets van de gebruikte schematisering om de buigende momenten op de verankeringsrib ten gevolge van de dwarsvoorspanning te berekenen.

Vervolgens is de benodigde hoeveelheid wapeningsstaal bepaald, waarbij is aangenomen dat het beton zich in de lineair elastische fase bevindt. De buigstijfheid van de verankeringsrib, EI_{rib} is bepaald voor alleen de verankeringsrib. Ook is uitgegaan van een niet gescheurde stijfheid omdat de staalspanning en dus de scheurwijdte begrensd is. Dit is voor de wapening in het lijf een veilige aanname, een grote stijfheid zal leiden tot een overschatting van het buigend moment en dus tot meer wapening dan strikt noodzakelijk is. Voor de toetsing van de wapening ter plaatse van het inklemmingsmoment, zal gerekend worden met een gescheurde buigstijfheid van de rib, dit is voor deze wapening een veilige aanname.

De staalspanning is begrensd op 250 N/mm^2 om scheurvorming te voorkomen. Deze eis is afkomstig uit NEN-EN 1992-1-1 NB 8.10.3 (104), hierdoor is controle van de scheurwijdte niet nodig. Ter controle is deze toch toegepast, omdat hier wapeningsstaven met een diameter van 16 mm zijn toegepast zullen de berekende scheurwijdtes licht groter zijn dan 0,2 mm. Dit wordt toelaatbaar geacht omdat deze scheurwijdtes alleen voorkomen tijdens het spannen. Door de direct optredende verliezen zoals wigzetting zal de scheurwijdte hierna lager zijn.

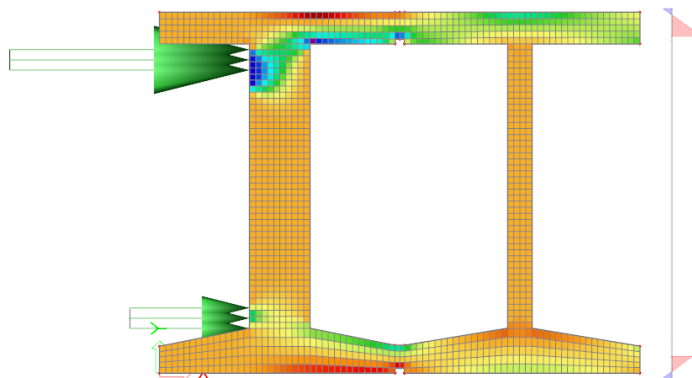
Door het ontwerp van de voorspanning in de dwarsrichting zal de kracht in het voorspanstaal nauwelijks stijgen in de uiterste grenstoestand. Deze verankeringsrib hoeft dus ook niet ontworpen te worden op een kracht groter dan P_{max} . Maar omdat er gerekend is met een gereduceerde staalspanning zal een eventuele toename van de kracht in de verankeringsrib geen probleem zijn. Bij deze toetsing is dus gerekend met de voorspankracht zonder verliezen

zoals wigzetting en tijdsafhankelijke verliezen. Eventueel kan de extra, onbenutte capaciteit van het staal in de uiterste grenstoestand benut worden voor de opname van het buigend moment ten gevolge van de dwarskracht vervorming, $m_{y,vy}$.

De voorspanning zal via de rib naar de flens overgedragen worden. In de flenzen zal de voorspankracht zich spreiden onder een hoek van 33.7° . In de bovenflens is geen extra splijtwapening noodzakelijk voor de inleiding van deze kracht. Dit komt omdat de flens al onder druk staat door het eigengewicht van de constructie en de voorspanbelasting. In de onderflens van de randligger is wel splijtwapening noodzakelijk. Tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning en onder de karakteristiek belasting zal deze flens vrijwel volledig onder druk staan maar in de uiterste grenstoestand niet, daarom is hier extra splijtwapening noodzakelijk. Dit kan opgelost worden door extra wapeningsstaven in de lengterichting in de onderflens. Zolang deze goed verankerd is voor de voeg hoeven deze niet doorlopend te zijn.

Scheurvorming in de eerste voegen

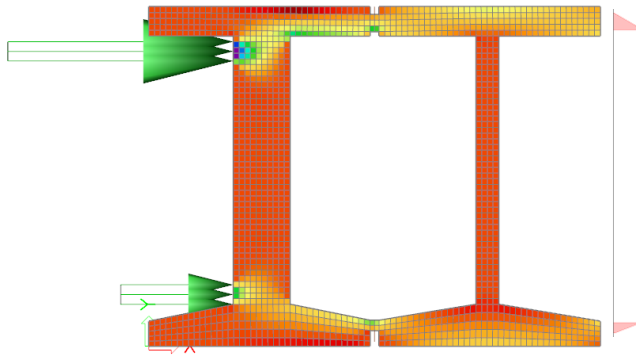
In de momenten lijn is zichtbaar dat ter plaatse van de eerste voeg tussen de liggers ook buigende momenten ontstaan. Dit roept de vraag op of de voeg niet zal scheuren onder invloed van dit buigende moment. Omdat de gebruikte schematisering het schuine verloop van de onderflenzen verwaarloosd is een berekening gemaakt met plaalementen. Op deze manier zal ook de directe afdracht van de voorspankrachten direct naar de flenzen beter bepaald worden. Ook is de exacte geometrie van de ligger en voeg ingevoerd omdat dit een grote invloed op de gevonden drukspanningen blijkt te hebben. De stijfheid van het lijf is gecorrigeerd met de factor 0,5, voor een gescheurde doorsnede, dit is conservatief omdat de scheurwijdte beperkt is en omdat de aangebrachte voorspankracht ook zal zorgen voor een normaaldrukkracht in dit lijf waardoor de stijfheid toeneemt. De boven en onderflens hebben de ongescheurde stijfheid, ook dit is een conservatieve aanname. Uit de berekende betonspanningen blijkt dat deze ook zal scheuren. Hierdoor zullen de berekende trekspanningen in de voeg overschat worden. De resultaten zijn zichtbaar in Figuur 11-54.



Figuur 11-54 de verticale normaalspanningen in de randligger en eerste veldligger onder invloed van de aangrijpende voorspankrachten en rechts de verdeling van de membraankrachten over de hoogte van de voeg.

Uit de resultaten blijkt dat in de eerste voeg tussen de bovenflenzen en de voegen tussen de bovenflenzen trekspanningen voorkomen en er dus risico is op het openscheuren van de voeg.

Om deze scheurvorming te voorkomen kan de hoogte van de voeg gereduceerd worden. Hierdoor neemt de buigstijfheid van de voeg en dus het buigend moment af. Ook zal de drukkracht verdeeld worden over een kleinere doorsnede waardoor meer trekspanning weggedrukt kan worden. Indien de voeg ongeveer 100 mm verkleind wordt in hoogte zullen er geen trekspanningen optreden in de voeg tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning en is dus geen scheurvorming mogelijk. Deze verlaagde voeg leidt wel tot een verlaagde afschuifstijfheid van de voeg, dit is geen probleem. De torsie schuifstroom die loopt door deze voeg, het grootste component van de afschuifkracht waar de voeg op getoetst is, is relatief klein. Ook zal er in de voeg een grotere drukspanning heersen doordat dezelfde voorspankracht over een kleiner oppervlakte verdeeld wordt. De totale afschuifsterkte van het aansluitvlak daalt hierdoor maar beperkt.



Figuur 11-55 de verticale normaalspanningen in de randligger en eerste veldligger onder invloed van de aangrijpende voorspankrachten en rechts de verdeling van de membraankrachten over de hoogte van de verlaagde voeg.

Het buigend moment in de eerste voeg tussen de bovenflenzen zal tegengesteld zijn aan het buigend moment door de lokale effecten en zal dus een positief effect hebben op de drukspanning in deze voeg als deze getoetst wordt op de minimale drukspanning. In de voeg tussen de onderflenzen zullen het buigend moment ten gevolge van de lokale plaatsing van de wiellast en het buigend moment ten gevolge van de aangrijpende voorspankracht wel hetzelfde teken hebben en moeten dus bij elkaar opgeteld worden. Omdat de voorspankracht is afgenomen zal dit relatief kleine buigende moment opgenomen kunnen worden zonder trekspanningen te veroorzaken in de voeg.

De verankering van de voorspanning in de onderflens zal ter plaatse van spankop hoger in de verankeringsrib geplaatst moeten worden. Deze hogere plaatsing van deze dwarsvoorspanning zal zorgen voor een groter buigend moment in de verankeringsrib en voor een groter buigend moment in de voeg. Dit wordt echter voor een deel gecompenseerd door extra stijfheid van de op de onderflens aanwezige spankop. Ook hier kunnen de trekspanningen voldoende voorkomen worden door de voeg hoogte te verlagen

Voor lagere liggers zal scheurvorming in de eerste voeg minder snel een probleem worden. De liggerlijven zijn in dat geval minder lang, zodat de stijfheid toeneemt en de buigende momenten ter plaatse van de voeg afnemen. Hierdoor zal scheurvorming in de eerste voeg makkelijker voorkomen kunnen worden.

Indien het verkleinen van de hoogte van de voeg niet mogelijk is, of onvoldoende helpt, kan geprobeerd worden, via een iteratieve berekening de buistijfheid van de gescheurde verankeringsrib nauwkeuriger te bepalen. Deze zal vermoedelijk hoger liggen omdat de staalspanning in de wapening van de verankeringsrib beperkt is. Andere mogelijk oplossingen zijn het verbreden van de rib tot bijvoorbeeld 600 of 700 mm, Het ontwerpen van een vlakke onderflens zodat de verankering van de dwarsvoorspanning meer op dezelfde hoogte als de voeg komt te liggen en het vergroten van de voorspankracht in de dwarsvoorspanning direct boven de onderflens.

11.9.13 Veranderingen in de doorsnede

De bovenflens en het lijf van de ligger hebben niet over de volledige lengte van de overspanning een gelijke doorsnede hebben. Bij de overgangen tussen de doorsnedes, bijvoorbeeld de vergroting van de dikte van een bovenflens zullen slijtcrachten ontstaan waarvoor extra slijtwapening noodzakelijk is. Ook voor de overgang in lijf breedte zal slijtwapening noodzakelijk zijn voor de spreiding van de drukdiagonaal.

11.9.14 Opbuiging van de ligger

Het productieproces en de in twee fasen aangebrachte voorspanning in de totale ligger heeft een grote invloed op de uiteindelijke opbuiging van deze totale ligger. Ook wordt de voeg tussen de liggerdelen gebuikt om de uiteindelijke opbuiging van de totale ligger te sturen zodat de voegen tussen de liggers aansluiten en zodat de opbuigingseis gesteld door Rijkswaterstaat in ROK 7.4.1 gehaald kan worden.

De opbuiging van de losse liggerdelen wordt voornamelijk bepaald door de hoeveelheid voorspanning met voorgerekt staal die in de liggerdelen wordt aangebracht, de ontkistingssterkte en de daarmee samenhangende niet-lineaire kruip. Op de uiteindelijke opbuiging van de totale ligger heeft de opbuiging van de liggerdelen relatief weinig invloed. De voeg tussen de liggerdelen zal immers gebruikt worden om de opbuiging en de opbuigingsverschillen tussen de liggers te corrigeren. Voor het brugdek met een overspanning van 100 meter zal de opbuiging van de liggerdelen ook beperkt blijven omdat er relatief weinig voorspanning in de fabriek wordt aangebracht waardoor zich ook geen niet-lineaire kruip volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 (4) zal voordoen.

De kopvlakken van de liggerdelen zij tijdens de productie schuin geplaatst om de berekende opbuiging te beheersen. Voor een overspanning van 100 meter zullen de liggerdelen onder een hoek van $0,25^\circ$ me elkaar verboden moeten worden om de opbuigingseis van Rijkswaterstaat te halen. Dit betekend een dat de afstand $d_{kop,zeeg}$ voor beide kopvlakken ongeveer 7 mm zal zijn.

Nadat de voeg voldoende verhard is wordt de tweede fase voorspanning aangebracht. De liggers vormen nu nog niet een compleet brugdek dus ook door het spannen van de tweede fase voorspanning kunnen nog opbuigingsverschillen tussen de liggers ontstaan. Deze verschillen zullen vooral veroorzaakt worden door kruip. Omdat kruip een tijdafhankelijk effect is zijn de opbuigingsverschillen afhankelijk van de tijd tussen het spannen van de tweede fase voorspanning en samenstellen van het complete brugdek. Indien de verschillen in de opbuiging van de liggers te groot worden bestaat het risico dat de voeg tussen de liggers niet juist gemaakt kan worden.

Om de mogelijke opbuigingsverschillen ten gevolge van een verschil in kruip te bepalen is de elastische opbuiging van de totale ligger bepaald direct na het spannen van de ligger. Vervolgens is hierbij de vervorming ten gevolge van kruip bij opgeteld, voorspanverliezen zijn hierbij verwaarloosd. Om de kruip te bepalen is de kruipcoëfficiënt bepaald, hierbij is uitgegaan van 300 dagen tussen het spannen van de totale ligger en het samenstellen van het brugdek, dit zal over het algemeen voor alle bouwmethode een conservatieve aanname zijn. NEN-EN 1992-1-1 B.1 (3) beschrijft dat de variatiecoëfficiënt van gebruikte methode om de kruipcoëfficiënt te bepalen een orde-grootte heeft van 20%. Om de maximale verschillen tussen de liggers te bepalen is de opbuigingsberekening uitgevoerd met een lage kruipcoëfficiënt van $0,6 * \varphi(t, t_0)$ en een hoge kruip coëfficiënt van $1,4 * \varphi(t, t_0)$ op deze manier zal de kruipcoëfficiënt van ongeveer 95% van de ligger binnen deze grenzen liggen. Het maximale verschil in opbuiging tussen de twee liggers met een hoge en lage kruipcoëfficiënt zal 11 mm zijn in het midden van de overspanning. Aangezien de voeg in het midden van de overspanning een hoogte heeft van 280 mm wordt dit toelaatbaar geacht¹¹. Ook in de mortelverbinding kan een verschil in kruip gedrag ontstaan maar omdat deze mortel verbinding relatief dus is wordt dit hier verwaarloosd.

Andere mogelijke verschillen in de opbuiging kunnen veroorzaakt worden door een verschil in de aangebrachte voorspankracht in de voorspanning met nagerekt staal. Verwacht wordt dat deze verschillen ook mee zullen vallen. Bij het spannen wordt gebruik gemaakt van vijzels met een nauwkeurigheid van 5%. Ook zijn er 8 individuele kabels aanwezig zodat fouten of afwijkingen in de aangebracht voorspankracht voor een aanzienlijk deel gecompenseerd kunnen worden in de andere voorspankabels. Indien een van de voorspankabels een 5% hogere voorspanning heeft dan bepaald tijdens de berekening zal dit leiden tot een 8 mm hoger opbuiging dan voor de gekozen voorspanning. Het juist aanbrengen van de voorspanning is dus van belang om te grote opbuigingsverschillen te voorkomen. Maar ook vanuit ander oogpunten is dit belangrijk, denk bijvoorbeeld aan het halen van de minimale drukspanning in de voeg tussen de liggerdelen.

Indien de liggers op een apart bouwterrein samengesteld worden is het aan te raden om de opbuiging van de totale liggers te meten, voordat deze geplaatst worden. Hierdoor kan de volgorde van de liggers zodanig gekozen worden dat de verschillen tussen de naastgelegen ligger minimaal zijn. Indien het brugdek opgebouwd wordt op tijdelijke ondersteuning is dit

¹¹Dit wordt ook toelaatbaar geacht omdat bij de huidige kokerliggers van Spanbeton zeegverschillen tot ongeveer 20 mm geen extra maatregelen noodzakelijk zijn om de voeg tussen de liggers te kunnen storten.

uiteraard mogelijk. Maar er zal in dit geval veel minder tijd zitten tussen het spannen van de tweede fase voorspanning en het samenstellen van het brugdek, ook zal de omgeving van de liggers (temperatuur en vochtigheid) vrijwel gelijk zijn voor de liggers zodat de verschillen in de opbuiging hoogstwaarschijnlijk kleiner zullen zijn dan wat hier berekend is.

11.9.15 Trillingshinder

ROK art. A.2.4.2 geeft een regel voor het voorkomen van trillinghinder bij betonnen bruggen. Deze stelt dat de elastische doorbuiging ten gevolge van de frequente waarde van de verkeersbelasting niet meer mag zijn dan $L/300$ voor brugdekken met een overspanning groter dan 10 meter. Voor een overspanning van 100 meter mag de maximale elastische doorbuiging onder invloed van de frequente waarde van de verkeersbelasting maximaal 33 cm zijn. De individuele liggers zijn getoetst aan de hand van deze regel. Hierbij is aangenomen dat de verkeersbelasting voor een groot deel veroorzaakt wordt door de gelijkmatig verdeelde belasting, effectief een q-last op de individuele ligger. De volgende formule is bepaald:

$$M_{x,freq.} \approx \frac{1}{8} * q * L^2 \text{ en } u = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{EI} \rightarrow u_{el,freq.} \approx \frac{5}{48} * \frac{L_{th}^2 * M_{x,freq.}}{EI}$$

Voor de toetsing is de doorsnede met de laagste buigstijfheid gebruikt, deze is niet aangevuld met het aanwezige voorspanstaal. Deze toets voldoet ruim, zodat de berekening niet verder verfijnd hoeft te worden.

11.9.16 Einddwarsdrager

De sterkte van de einddwarsdrager is niet actief getoetst omdat het niet waarschijnlijk is dat deze de maakbaarheid van het brugdek beïnvloedt. Het gebruikte orthotrope plaatmodel is ook niet geschikt om de krachten in de einddwarsdrager uit te lezen omdat, ondanks de toegepaste netverfijning de elementen nog te groot zijn. In de berekening is ook alleen de hoge dwarsafschuifstijfheid van de einddwarsdrager meegenomen. Hierdoor zullen in de einddwarsdrager grote dwarskrachten in de dwarsrichting optreden.

In de einddwarsdrager zullen deze dwarskrachten leiden tot een drukdiagonaal tussen de liggers. Door de grote dikte van de einddwarsdrager zal deze sterkte genoeg zijn om de dwarskracht te dragen. Wel is er extra splijtwapening noodzakelijk omdat in deze einddwarsdrager een mangat aanwezig is voor de inspectie van de dwarsvoorspanning in de holle ruimtes van de constructie.

Voor de dwarsvoorspanning is het van belang om te onderzoeken of een deel van de voorspanning door krimp en kruip weg zal lekken van de voeg naar de veel stijvere einddwarsdrager. Mocht dit het geval zijn dan kan het noodzakelijk zijn om de voeg direct naast de einddwarsdrager tussen de onderflenzen te voorzien van wapeningstaal om de overdracht van de afschuif krachten te verzekeren. In de onderflens is voldoende ruimte nabij de einddwarsdrager doordat de meeste voorspanning eerder verankerd is, daarom kunnen hier zonder problemen sparings voor deze met beton staal versterkte voeg gemaakt worden.

11.10 Stootbelastingen tegen het brugdek

11.10.1 Horizontale aanrijding tegen het brugdek

De horizontale belasting van een mogelijke aanrijding tegen de zijkant of de onderflens van het brugdek wordt opgenomen door alle liggers van het brugdek. Doordat de liggers onderling zijn verbonden bij de voegen zal het brugdek de belasting opnemen als een grote schijf, of een ligger met een hoogte van de volledige brugdekbreedte. Een eenvoudige ligger berekening van de onderflens laat zien dat de aanrijbelasting zal zorgen voor een maximale extra trekspanning van 4 N/mm^2 in de onderflens. Omdat voor de verticale belastingen slechts gerekend hoeft te worden met de frequente waarde van de belastingen kan het brugdek deze kracht zonder problemen opnemen.

11.10.2 Aanrijbelasting door een opwippende giek

Het horizontale component van deze belasting zal opgenomen worden door de schrijfwering van de onderflenzen van het brugdek en zal dus geen problemen opleveren. Het horizontale

component van deze aanrijbelasting zal opgenomen worden door de wapening in de onderflenzen en de dwarsvoorspanning.

Alleen de uitstekende onderflens van de randligger kan een probleem vormen voor het opnemen van het verticale component van deze belasting. Deze onderflens is immers niet voorgespannen en vormt, in tegenstelling tot de onderflenzen van de veldliggers, ook een uitkragende rand. Door de aanrijbelasting van de opwippende giek is het mogelijk dat de onderflens afbreekt. Voor de sterkte van het brugdek is dit geen probleem doordat in dit geval slechts met de frequente verkeersbelasting gerekend hoeft te worden en omdat de materiaalfactoren voor dit geval op 1,0 worden gesteld. Omdat de sterkte van de betondrukzone maatgevend is voor het ontwerp van de ligger zal er dus voldoende trekcapaciteit beschikbaar zijn om de belasting te dragen.

Afbreken van de onderflens kan voorkomen worden door extra beugelwapening toe te voegen in de onderflesn van de de randligger. Door het relatief schuine en dikke verloop van de onderflens en de grote hoeveelheid voorspanning is de kracht opneembaar, maar er is dan wel relatief veel beugelwapening in de onderflens noodzakelijk. Een ander mogelijk oplossing voor het opnemen van de aanrijbelasting is zorgen dat het randelement zo ontworpen is dat deze ook een deel van de aanrijkracht kan opnemen.

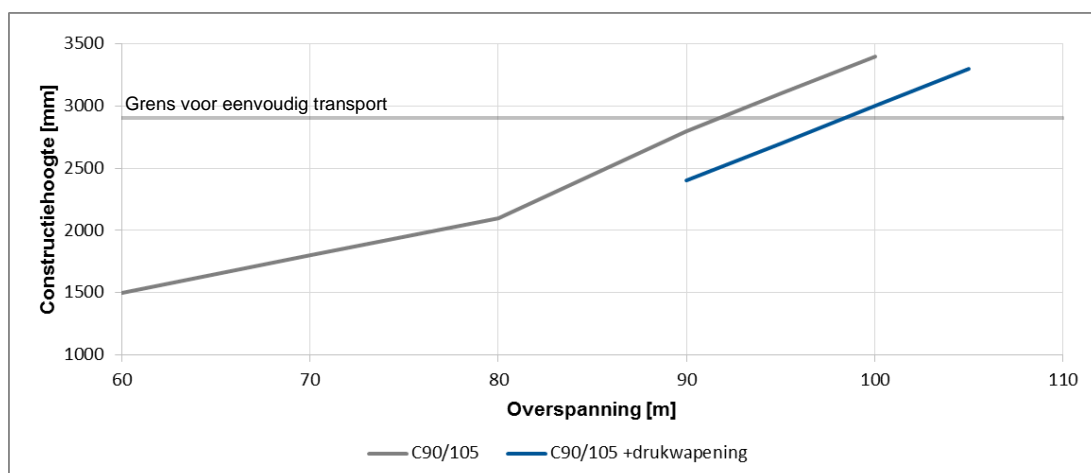
12. Evaluatie van de samengestelde liggerbrug

In dit hoofdstuk zijn de mogelijkheden van het ontwerp van de samengestelde liggerbrug geanalyseerd. Er is gekeken naar de mogelijke constructiehoogte van het ontwerp bij meerder overspanningen. De haalbaarheid van een brugdek met een overspanning van 100 meter is gedetailleerd beschreven. Ook zijn de mogelijke, nog openstaande, problemen van het ontwerp opgesomd. En de mogelijkheden om het ontwerp efficiënter te maken en de haalbaarheid van specifiek de langste overspanningen te verbeteren.

12.1 Eigenschappen van de samengestelde liggerbrug

12.1.1 Constructiehoogte

Met behulp van de beschreven rekenmethode is onderzocht welke constructiehoogte noodzakelijk is voor een brugdek met een overspanning van 60, 70, 80, 90, 95, 100 en 105 meter. Hierbij is het brugdek uit de toepassingssituatie gehanteerd. Bij de overspanningen van 90 meter en langer is drukwapening noodzakelijk om de constructiehoogte laag genoeg te krijgen zodat transport over de openbare weg mogelijk blijft. Het geknikte verloop van de lijn is de mede te verklaren doordat er gerekend is met liggerhoogtes variërend in stappen van 100 mm.



Figuur 12-1 een grafiek van de berekende constructiehoogte van de samengestelde liggerbrug voor verschillende overspanningen, gebruik maken van de representatieve belasting.

Bij het bepalen van de minimale constructiehoogte is de buigend momentcapaciteit in de voeg maatgevend of de minimale drukspanningseis die geldt ter plaatse van deze voeg. In de meeste gevallen liggen deze twee eisen relatief dicht bij elkaar. Om de trekband controle in dezelfde voeg te laten voldoen is het soms ook noodzakelijk om de hoek van de drukdiagonaal minder stijl dan $21,8^\circ$ te kiezen.

In de grafiek is ook de gewenste maximale hoogte van de liggerdelen van 2,9 meter zichtbaar. Liggerdelen die 2,9 meter of lager zijn kunnen relatief eenvoudig met een standaard vrachtwagen en trailer getransporteerd worden. Voor hogere liggers zal het veel lastiger worden om deze over de openbare weg te vervoeren.

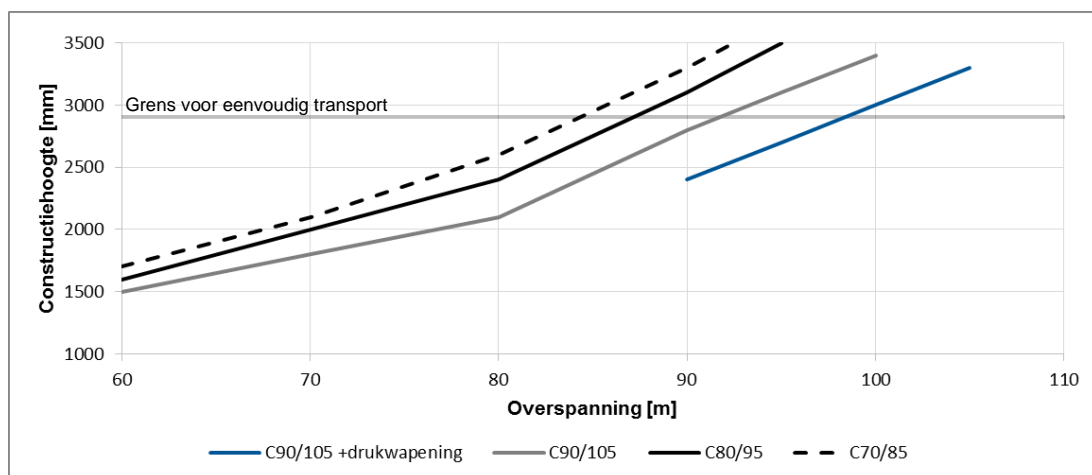
Voor de relatief korte overspanningen tot ongeveer 70 meter zijn, zelfs zonder drukwapening, zeer slanke brugdekken mogelijk. De hier gegeven liggerhoogtes van 1800 mm en lager zullen echter in de praktijk zeer lastig gebouwd kunnen worden. de holle ruimte in het brugdek wordt bij deze constructiehoogte dermate klein dat het lastig, zo niet onmogelijk zal worden

om in de holle ruimte werkzaamheden aan de voeg en de dwarsvoorspanning uit te voeren. Daarom is het toepassen van drukwapening bij deze overspanningen niet zinvol.

Het basis ontwerp van de samengestelde liggerbrug kan ook toegepast worden op overspanningen groter dan 100 meter. Een overspanning van 105 meter is mogelijk met een constructiehoogte van 3,3 meter. Voor langere overspanningen past de voorspanning niet meer in de ontworpen onderflens zodat hier geen nauwkeurige berekening voor gemaakt kan worden. De liggerdelen van deze 105 meter lange liggerbrug wegen echter 180 ton, transport over de weg naar de bouwlocatie is door de hoogte en het gewicht dus uitgesloten. Door middel van extra optimalisaties, bijvoorbeeld dunnere liggerlijven, kan dit nog verminderd worden. Maar bij overspanningen groter dan 100 meter zullen de liggerdelen snel te zwaar worden voor transport over de openbare weg. Dit komt vooral door de toename in lengte van de liggerdelen en niet de toename in hoogte. Voorlopig ligt hier dus de grens van de liggers opgebouwd uit 3 delen.

12.1.2 Betonsterkteklasse

De samengestelde liggerbrug is ontworpen op de hoogste toegestane betonsterkteklasse, C90/105. Voor een brug met een overspanning van 100 meter is dit absoluut noodzakelijk omdat anders de constructiehoogte en het gewicht van de liggerdelen dusdanig veel toeneemt dat transport over de openbare weg uitgesloten is. Voor kortere overspanningen kan een lagere betonsterkte klasse wel zinvol zijn. De toename in constructiehoogte is daar minder een probleem. De voordelen van een lager betonsterkteklasse zijn vooral een betere verwerkbaarheid van het beton en een lagere kostprijs.



Figuur 12-2 een grafiek met de constructiehoogte voor verschillende overspanningen en betonsterkteklasse.

In de grafiek is zichtbaar dat voor de overspanningen groter dan 80 meter een betonsterkteklasse C90/105 noodzakelijk wordt om de constructiehoogte laag genoeg te houden om transport over de weg mogelijk te maken. Voor overspanningen groter dan 90 meter moet daar ook nog drukwapening bij komen om de ligger hoogte voldoende te beperken.

12.1.3 Gevolgklasse

Bij het opstellen van het programma van eisen is vastgesteld dat het ontwerp berekend moet worden op de zwaarste gevolgklasse, CC3. Tijdens het ontwerpproces is hier ook continue vanuit gegaan. Specifiek voor de voeg heeft dit tot gevolg dat meestal niet de geëiste minimale drukspanning maatgevend is voor het ontwerp, maar de buigend momentcapaciteit in de uiterste grenstoestand. Voor lagere, CC1 of CC2 zal de minimale drukspanning echter wel maatgevend zijn voor het ontwerp van de voorspanning en de constructiehoogte.

Indien toch met deze lager gevolgklasse gewerkt mag worden kan het ontwerp slechts in beperkte mate geoptimaliseerd worden voor dit ontwerp. De dikte van de bovenflens kan verminderd worden om gewicht te besparen, maar de voorspanning en de profiel hoogte

zullen vrijwel gelijk blijven om de minimale drukspanning onder de karakteristiek belastingcombinatie in de voeg te halen.

Het ontwerp is dus het meest geoptimaliseerd voor de zwaarste gevolgklasse. Dit hoeft geen nadeel te zijn, tenslotte wordt verwacht dat de oplossing in de meeste gevallen toegepast zal worden als verkeersbrug voor een snelweg. Voor dergelijke overspanningen die onderdeel zijn van de hoofdwegen wordt door Rijkswaterstaat de zwaarste gevolgklasse geëist [5].

12.1.4 Brugdekbreedte

Om het brugdek met een overspanning van 100 meter mogelijk te maken met een zo slank mogelijke overspanning mogelijk te maken is een brugdek ontworpen dat relatief goed de belasting kan spreiden over de aanwezige liggers. Maar dit kan natuurlijk alleen als deze liggers ook aanwezig zijn. De breedte van het brugdek heeft dus een relatief grote invloed op de haalbaarheid van de constructie. Hierbij zullen smalle brugdekken de belasting minder goed kunnen spreiden en dan brugdekken die breder zijn.

Deze verminderde spreiding betekent dat een brugdek met een breedte van 14,3 meter, een rijstrook minder breed dan het standard brugdek, de maximale buigende momenten in de lengterichting met ongeveer 3% zullen toenemen¹². Dit heeft tot gevolg dat de liggers van dit brugdek 100 mm hoger moeten worden om de belasting te kunnen dragen. Voor nog smaller brugdekken zal dit effect uiteraard groter worden. Op dezelfde manier zal een brugdek breder dan 17,8 meter de belasting beter kunnen spreiden over alle aanwezige liggers, zodat hier een besparing op de voorspanning mogelijk is.

12.1.5 Circulariteit

Van de samengestelde liggerbrug is tijdens de varianten studie beschreven dat demontabel gemaakt kan worden, zodat herbruikbaar is. Door de toevoeging van een in-situ einddwarsdrager is dit niet meer mogelijk. Om de liggers van het brugdek demontabel te maken zal hier dus een oplossing voor gevonden moeten worden. De niet hechtende mortelvoegen, die dan tussen de liggers noodzakelijk zijn, zullen constructief geen probleem zijn. In de meeste gevallen is de drukspanningseis van deze voeg maatgevend voor het ontwerp van de dwarsvoorspanning, in sommige gevallen zal het echter noodzakelijk zijn de dwarsvoorspanning onderin de ligger met een streng te vergroten.

12.2 Haalbaarheid van een overspanning van 100 meter

12.2.1 Beschrijving van de overspanning van 100 meter

Het brugdek met een breedte van 17,8 meter en een overspanning van 100 meter kan gebouwd worden met een constructie- en liggerhoogte van 3 meter. De randligger is hierin de maatgevende ligger voor de constructiehoogte. Indien alleen de veldligger wordt beschouwd zou een constructiehoogte van 2,8 meter volstaan.

De voorspanning in de lengterichting van de veldligger zal bestaan uit 201 voorspanstrengen $\varnothing 15,7$ mm. Hiervan zijn 178 strengen aangebracht als voorspanning met nagerekt staal in de voorspankanalen en 23 strengen als voorspanning met voorgerekt staal. Hiervoor zijn 4 kanalen met een diameter van 112 mm en 4 kanalen met een diameter van 122 mm noodzakelijk, de kanalen van 122 mm worden niet volledig gevuld. De minimale drukspanningseis in de voeg en de trekbandcontrole zijn maatgevend voor de hoeveelheid voorspanning in de onderflens. Ook is het noodzakelijk om ter plaatse van de voeg de drukdiagonaal een minder steile hoek van 23° te gebruiken.

De ligger zelf bestaat uit twee einddelen van 33 meter met een transport gewicht van 165 ton en een middenliggerdeel met een lengte van 35 meter met een transport gewicht van 170 ton. Het liggerlijf zal over de volledige lengte 200 mm dik zijn behalve de eerste 7,5 meter vanaf het ligger einde, daar zal het liggerlijf een dikte hebben van 300 mm. De bovenflens verloopt ook in dikte van 320 mm in het midden tot 260 mm nabij de oplegging.

¹² Een deel van dit verschil is ook te verklaren doordat de torsiestijfheid in dit geval is bepaald met de eenvoudige methode.

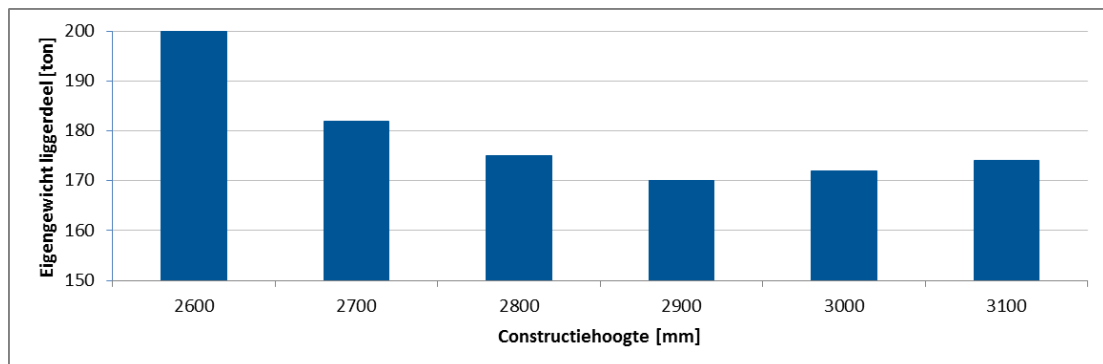
De dwarsvoorspanning die noodzakelijk is voor dit viaduct 6 strengen $\varnothing 15,7$ mm in de dwarsvoorspankanalen onder de bovenflens en 3 strengen $\varnothing 15,7$ mm in de dwarsvoorspanning boven de onderflens.

Om de randliggers van het brugdek mogelijk te maken moeten wel een aantal extra maatregelen genomen worden. In de bovenflens zal drukwapening moeten worden toegepast (18 maal $\varnothing 30$ mm volgens Tabel 10-1). Tenslotte is het aantal strengen voorspanning met nagerekt staal vergroot tot een totaal van 192 strengen $\varnothing 15,7$ mm.

Lagere constructiehoogtes

De constructie liggers zouden nog slanker gebouwd kunnen worden dan 3 meter. Uitgaande van het standaard ontwerp zou een liggerhoogte van 2,9 meter net nog mogelijk zijn. Voor deze liggers is de maximale hoeveelheid voorspanning die past in de ontworpen onderflens volgens de alternatieve indeling met meer voorspanning meer nagerekt staal noodzakelijk. Voor deze constructiehoogte van 2,9 meter zit er echter geen marge meer in de ontworpen constructie, ook zal de opgehoogde eis voor de drukspanning in de voeg van 2N/mm^2 net niet gehaald worden. De maatgevende doorsnede, de voeg en in het midden van de ligger voldoet net, met een unity check afgerond op 1,000. Daarom is deze profielhoogte hier niet gepresenteerd als mogelijkheid voor een overspanning van 100 meter.

In theorie is het uiteraard mogelijk om nog slanker te bouwen door simpelweg de bovenflens van de ligger te vergroten en meer voorspanning toe te voegen in de onderflens. Op deze manier zijn ook liggers met een hoogte van 2,5 meter mogelijk. Het vergroten van de onder- en bovenflens heeft echter wel een belangrijk nadeel. Het eigengewicht van de ligger zal hierdoor snel toenemen. Hierdoor worden de liggerdelen van de 100 meter brug al snel te zwaar voor transport over de openbare weg. In Figuur 12-3 is het eigengewicht van het middelste liggerdeel van de rand ligger bepaald voor verschillende constructiehoogtes van de samengestelde liggerbrug. Hierbij zal de drukflens voor een constructiehoogte van 2600 mm toenemen tot 520 mm. Opgemerkt moet worden dat de benodigde voorspanning niet meer in de ontworpen onderflens past, daarom is de benodigde grote van de onderflens geschat met behulp van de benodigde hoeveelheid voorspanstaal.



Figuur 12-3 een grafiek van het eigengewicht van het middelste randliggerdeel voor verschillende constructiehoogtes van de 100 meter brug.

12.2.2 Constructieve haalbaarheid van de overspanning van 100 meter

De gebruikte toetsingsmethode is niet volledig, ook zijn er nog kleine onzekerheden over delen van de gevolgde berekening. In de onderstaande tabel zijn deze risico's voor de haalbaarheid opgesomd. Tegelijkertijd zit er ook nog extra ruimte binnen het beschreven ontwerp. Deze punten zijn ook opgesomd voor de randligger omdat deze door het hogere eigengewicht en de grotere dwarskracht maatgevend is voor de constructiehoogte van het ontwerp. Eventuele problemen in de veldliggers kunnen dus altijd opgelost worden door het toevoegen van extra eigengewicht aan de ligger.

<p>Voorspanning in de lengterichting:</p> <p><i>Maatgevend voor het ontwerp van de langsvoorspanning zijn de uiterste grenstoestand in de middendoorsnede en ter plaatse van de voeg tussen de liggers en de minimale drukspanningseis in de voeg. Ook de trekbandcontrole ter plaatse van de voeg voldoet standaard niet, maar dit is opgelost door een minder steile hoek van de betondrukdiagonaal te kiezen.</i></p>	
<p>Resterende marge:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Niet alle mogelijke posities voor voorspanning met nagerekt staal in de onderflens volgens de alternatieve indeling zijn benut (192 van de 196). - In de voeg is getoetst op een hogere betondrukspanning (2 N/mm^2) dan volgens de norm noodzakelijk is. - De voerspankanalen voor 27 strengen kunnen eventueel 10 mm lager in de doorsnede geplaatst worden. - Voor de trekbandcontrole is nog voldoende ruimte om een minder steile hoek van de drukdiagonaal te kiezen, dit levert ongeveer 2,5% extra capaciteit op. - De doorsnede kan meer geoptimaliseerd worden voor de belasting door de dikte van de bovenflens niet te variëren in stappen van 20 mm en de hoogte niet te variëren in stappen van 100 mm. 	<p>Risico's voor de haalbaarheid:</p> <ul style="list-style-type: none"> - De exacte krimp en kruip eigenschappen van de voeg zijn nog niet vastgesteld*. - Er is nog onzekerheid over de te gebruiken doorsnede om de voeg te toetsen*. - Voor het verankeren van de voorspanning met nagerekt staal is relatief veel wapening noodzakelijk.
<p>Dwarsvoorspanning:</p> <p><i>De minimale drukspanningseis in de voeg is maatgevend voor het ontwerp van de dwarsvoorspanning onder de bovenflenzen. Voor de dwarsvoorspanning boven de onderflenzen is de afschuiving door een combinatie van de torsie en dwarskracht door buiging van het raamwerk maatgevend.</i></p>	
<p>Resterende marge:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Het ontwerp van de dwarsvoorspanning is geschikt voor maximaal 9 strengen per kanaal, daarvan worden er nu 3 en 6 benut. - Voor de onderste dwarsvoorspanning is een minimum van 3 strengen aangehouden omdat er in de ETA van het voerspanstelsel geen kleinere verankeringen beschikbaar zijn. - De UGT toetsen voldoen ruim doordat de drukspanningseis maatgevend is voor de bovenflens en het minimum van 3 voerspanstrengen in de onderflens. 	<p>Risico's voor de haalbaarheid:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Voor het verankeren van de dwarsvoorspanning is relatief veel wapening noodzakelijk om scheurvorming te beperken*. - De exacte invloed van de benodigde smalle vijzel op de aanvangsvoorspanning is nog onbekend, ter compensatie is wel gerekend met een groter verlies door wigzetting*.
<p>Drukdiagonaal in het liggerlijf en de ribben:</p> <p><i>De sterkte van de betondrukdiagonaal is niet maatgevend voor het ontwerp omdat de dikte van dit lijf voornamelijk bepaald wordt door de minimale dikte van 200 mm.</i></p>	
<p>Resterende marge:</p> <ul style="list-style-type: none"> - De sterkte van de betondrukdiagonaal in het lijf en de ribben voldoet ruim, de verdikking van het liggerlijf nabij de oplegging is vanuit de sterkte van de drukdiagonaal zelfs niet noodzakelijk. 	<p>Risico's voor de haalbaarheid:</p> <ul style="list-style-type: none"> - De drukdiagonaal is niet getoetst op vermoeiing, maar door het hoge eigengewicht zal dit vermoedelijk niet maatgevend zijn voor het ontwerp.

Beugelwapening in het lijf en de ribben	
<i>De beugelwapening in het lijf en de ribben is ontworpen voor het opnemen van de buiging in de ribben en de dwarskracht in het lijf. Voor de wapening in de ribben is de scheurwijdte maatgevend voor het ontwerp, maar deze ligt dicht bij de uiterste grenstoestand</i>	
Resterende marge: - In het lijf is voldoende ruimte om extra beugelwapening bij te plaatsen. - De ribben van de veldliggers kunnen zonder problemen verbreed worden.	Risico's voor de haalbaarheid: - Beide wapening is niet op vermoeding getoetst, maar indien dit toch noodzakelijk wordt is er ruimte om extra wapening toe te voegen. - Alle mogelijke posities voor de wapening in de ribben worden nu benut.
De overige onderdelen van de constructie, bijvoorbeeld de controles van de drukdiagonalen in de flenzen, de wapening in deze flenzen en de voegen tussen de liggerdelen voldoen, met zoveel marge dat deze niet relevant zijn voor de haalbaarheid van de overspanning van 100 meter.	
* Deze punten zijn meer uitgebreid toegelicht in paragraaf 12.3 omdat deze van invloed zijn op het hele ontwerp en niet alleen voor een overspanning van 100 meter.	

Tabel 12-1 een tabel met een overzicht van de risico's en resterende marges binnen het ontwerp van de samengestelde liggerbrug.

In het algemeen kan ook opgemerkt worden dat voor onderdelen die getoetst zijn op een combinatie van effecten altijd getoetst is op de maximale van beide, iets wat niet noodzakelijkerwijs voor hoeft te komen. Indien dus getoetst wordt op de werkelijk optredende combinatie van krachten zal dus blijken dat het ontwerp op deze punten ruimer voldoet dan nu berekend.

Het liggerontwerp voor de 100 meter brug voldoet op bijna alle punten zeer ruim. Een uitzondering hierop is de verankering van de voorspanning, zowel in de lengterichting als in de dwarsrichting. Hiervoor is relatief veel wapening noodzakelijk. Ook voor de voorspanning in de lengterichting is er minder ruimte in het ontwerp. Dit is een logisch gevolg van de wens om zo slank mogelijk te ontwerpen. Specifiek rond de voegmortel is hier ook nog een risico voor de maakbaarheid omdat de exacte eigenschappen van de mortel nog niet bekend zijn en er daarom gerekend is met de eigenschappen van het standaard beton. Tegelijkertijd is hiervoor een extra marge in het ontwerp opgenomen door de voeg te toetsen met een hoger drukspanning. Ook is er nog ruimte in de onderflens om extra voorspanstrengen te plaatsen. Daarom kan geconcludeerd worden dat een overspanning van 100 meter mogelijk is met een constructiehoogte van 3 meter met het ontwerp van de samengestelde liggerbrug.

12.2.3 Transport

In overleg met transportbedrijf Van der Meijden is gekeken naar de mogelijkheid om de liggerdelen van de 100 meter lange overspanning te transporteren over de openbare weg. Geconcludeerd kan worden dat dit specifiek voor de randliggers met een breedte van 2 meter over de grens gaat van wat mogelijk over de openbare weg te transporteren is. De liggers van het brugdek zijn namelijk hoger dan 2,9 meter zodat deze niet op een standaard trailer vervoerd kunnen worden. Tegelijk zullen de middelste delen van deze randligger een transportgewicht hebben van ongeveer 170 ton, hierdoor zal de combinatie van de ligger samen met de trailer net te zwaar worden voor vervoer over de openbare weg.

Een mogelijke oplossing hiervoor is het versmallen van de randligger. Een randligger met een breedte van 1800 mm zal een transportgewicht hebben van ongeveer 160 ton. Met dit lagere transportgewicht zal het transport over de openbare weg lastig zijn maar waarschijnlijk wel mogelijk. Een consequentie hiervan is wel dat niet elke brugdekbreedte, voor een overspanning van 100 meter gebouwd kan worden

Het gewicht van de veldliggers is in dit geval geen probleem voor het transport. Door het ontbreken van de brede ribben voor de verankering van de dwarsvoorspanning zullen deze een transportgewicht van ongeveer 152 ton hebben en dus eenvoudiger te vervoeren zijn.

Tenslotte moet geconcludeerd worden dat het transporteren van de liggerdelen voor de 100 meter lange overspanning technisch mogelijk is. Maar een dergelijk transport zal zeker niet

eenvoudig worden. De benodigde trailers hebben namelijk een grotere draaicirkel dan standaard trailers. Dit maakt het transport lastiger. Ook zal voordat dit transport kan plaatsvinden de route uitgebreid gecontroleerd moeten worden om er zeker van te zijn dat deze zonder bestaande viaducten aan te rijden mogelijk is. Dit alles maakt dat dit transport technisch mogelijk is, maar economisch minder aantrekkelijk. Een dergelijk transport kan dus beter plaatsvinden over water waar deze hoogte en gewichtsbependingen niet gelden.

12.2.4 Haalbaarheid van de overspanning van 100 meter

Samengevat is een overspanning van 100 meter, met de ontworpen samengestelde liggerbrug mogelijk met een constructiehoogte van 3 meter. De liggerdelen van het ontwerp zijn, met extra maatregelen zoals het versmallen van de randligger, over de openbare weg te transporteren. Andere extra maatregelen die noodzakelijk zijn om het transport mogelijk te maken zijn extra lage trailers en het voorkomen dat iets boven het profiel uitsteekt. Ook zal de route naar de bouwlocatie uitgebreid onderzocht moeten worden of deze het gewicht en de hoogte van het transport aan kan. Met het ontwerp is het, met behulp van zware hijskranen mogelijk om een brugdek met een overspanning van 100 meter in enkele dagen op te bouwen.

12.3 Openstaande problemen

Het ontwerp is gecontroleerd op maakbaarheid en haalbaarheid. Toch zijn er nog een aantal openstaande problemen die nog openstaan. Deze problemen zijn in de volgende paragrafen beschreven. Ook zijn mogelijke oplossingen van deze problemen beschreven.

12.3.1 Voegmortel

Zoals beschreven in paragraaf 10.1.11 moet de voegmortel tussen de liggerdelen, voor brugdekken met een overspanning van 100 meter moet een minimale sterkte hebben gelijkwaardig aan een C90/105. Mortels met deze sterkteklasse zijn verkrijgbaar, maar er zal onderzocht moeten worden of deze geschikt is voor de toepassing in de beschreven voeg. Ook moet onderzocht worden of de korte verhardingstijd en het gewenste krimp en kruipgedrag van de mortel mogelijk is.

12.3.2 Scheurvorming in de eerste voegen

Zoals beschreven in paragraaf 10.4.8 zullen tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning ook buigende momenten ontstaan ter plaatse van de voeg tussen de rand ligger en de eerste veldligger. Om scheurvorming in de voeg te voorkomen wordt de eerste voeg tussen de onder- en bovenflenzen verlaagd om scheurvorming te voorkomen. Zeker voor de bovenflens is dit geen optimale oplossing omdat hierdoor het brugdek volledig vlak loopt. Ook kan er water in deze voeg lopen wat een duurzaamheidsrisico kan vormen. Voor de beschreven randligger ligger van de 100 meter brug is deze oplossing voldoende om het brugdek mogelijk te maken, voor lagere liggers van kortere overspanningen zal de scheurvorming ook voldoende beheerst kunnen worden omdat het liggerlijf dan korter en dus stijver zal zijn.

Extra onderzoek naar het gedrag van de voeg in combinatie met de lokale plaatsing van de wiellast en verschillende flens en lijf diktes is echter aan te raden. De berekende trekspanningen zijn namelijk sterk afhankelijk van de gebruikte gescheurde of ongescheurde stijfheden van de constructie onderdelen. Voor de uiterste grenstoestand vormt dit niet direct een probleem omdat de voegen voldoende buigend momentcapaciteit en afschuifcapaciteit hebben. Voor de toetsing van de betonspanningen onder de karakteristieke belasting omdat, als de voeg ongescheurd moet blijven, is hiervoor een nauwkeurigere berekening noodzakelijk is om de spanningen juist te berekenen.

Mocht na een analyse van het gedrag van het raamwerk samen met de voegen blijken dat de voeg niet voldoet kan besloten worden de verankeringsribben te verbreden, de onderflens minder af te schuinen en de dwarsvoorspanning in de onderflens te vergroten. Ook kan onderzocht worden of de vorm van deze voeg aangepast kan worden zodat deze minder snel onder trekspanning komt te staan. Een andere mogelijkheid is het versmallen van de aangrenzende randligger, zodat de voeg meer in het momentennulpunt komt te liggen. Verwacht wordt dat trekspanningen in de voeg hiermee voorkomen kunnen worden, maar dit

onderdeel van het ontwerp zal altijd goed gecontroleerd moeten worden om scheurvorming in de eerste voegen te voorkomen tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning.

12.3.3 Verankering van de voorspanning

Voor de verankering van de voorspanning, zowel de voorspanning in de lengterichting met nagerekt staal en de dwarsvoorspanning is relatief veel staal noodzakelijk om scheurvorming tijdens het spannen te voorkomen.

De verankering van de voorspanning in de lengterichting zal een vermoedelijk moeilijke detaillering opleveren. Specifiek het verankeren van het verticale component van de aangrijpende voorspankracht kan lastig worden. Om de kracht op te nemen zijn, bij de grootste voorspankracht, ongeveer 12 twee-snedige beugels $\varnothing 16$ mm noodzakelijk. Deze beugels moeten eigenlijk zo dicht mogelijk bij en om de verankering geplaatst worden. Het zal lastig worden deze wapening te plaatsen omdat in dezelfde zone ook de spleetwapening volgens de ETA van het voorspanstelsel geplaatst moet worden. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is het lokaal verbreden van de rib ter plaatse van de spankop om deze wapening onder te brengen.

Ook de verankering van de dwarsvoorspanning in de randligger zal een lastige wapeningdetaillering opleveren. Voor het opnemen van de buigende momenten zijn ongeveer 8 tot 12 staven $\varnothing 16$ mm per trekzijde noodzakelijk. Deze wapening past in de verankeringsrib, maar omdat ook deze gecombineerd moet worden met de spleetwapening voorgeschreven door de ETA van het voorspanstelsel zal dit een lastige detaillering opleveren.

12.3.4 Rib ter plaatse van de voeg tussen de liggerdelen

Ter plaatse van de voeg tussen de liggerdelen is een rib ontworpen om zo het aansluitvlak benodigd voor het overdragen van de dwarskracht te vergroten en om de voorspanning met voorgerekt staal mede te verankeren. Bij het toetsen van voeg is deze rib niet meegenomen in de doorsnede berekening omdat aangenomen is dat de betonspanningen zich nauwelijks zal verdelen over het oppervlak, door de beperkte breedte van de rib. De vraag is of dit volledig juist is en of voor het toetsen van de minimale drukspanning van de voeg niet een deel van het oppervlak meegenomen moet worden om de drukspanning te toetsen. Dit effect is nu in beperkte mate afgedekt door te ontwerpen met een hoger drukspanningseis.

Indien de betonspanningen toch getoetst moet worden met het volledige oppervlak van het aansluitvlak kan het verstandig zijn om de rib ter plaatse van de voeg weg te laten, het vergrote aansluitvlak is namelijk, voor het brugdek van 100 meter, niet noodzakelijk om de dwarskracht te kunnen overdragen. Deze is nu al getoetst met een lijf breedte van 200 mm en voldoet ook dan voldoende ruim.

Om het exacte gedrag van de betonspanningen ter plaatse van de voeg te bepalen zal dus meer onderzoek nodig zijn naar de vraag hoe de druk zich verdeelt door een dergelijke rib en of dit van invloed is op het ontwerp. Ook zal dan een betere berekening van de krimp- en kruipverliezen in de voeg en de slip van de voorspanning gemaakt moeten worden om de betonspanningen nauwkeuriger te kunnen toetsen.

12.3.5 Vijzels voor de dwarsvoorspanning

Voor het spannen van de dwarsvoorspanning zijn speciale smalle vijzels of vijzels met een voorzetstuk noodzakelijk. DSI heeft aangegeven dat dit in principe mogelijk is. Uitgezocht moet worden hoe groot deze vijzels worden en wat de exacte gevolgen voor de dwarsvoorspanning zullen zijn, denk hierbij bijvoorbeeld aan wigzetting.

12.4 Mogelijke optimalisaties van het ontwerp

Het ontwerp kan op een aantal punten geoptimaliseerd worden. Deze optimalisaties zijn tot nu toe niet toegepast omdat deze niet voldoen aan de gestelde normen en richtlijnen of dat het onzeker is of het is toegestaan door deze normen en richtlijnen. Door deze aanpassingen is het mogelijk het ontwerp te verbeteren. Dit maakt het meestal mogelijk slanker te bouwen, zodat de transporteerbaarheid van de liggerdelen, specifiek van de 100 meter brug, zal verbeteren.

12.4.1 Dikte van het liggerlijf.

Om met zekerheid te voldoen aan de minimale breedte eis die NEN-EN 1992-2 NB stelt aan een balk is voor de toetsing van de haalbaarheid een minimale lijfdikte van 200 mm gebruikt. Maar deze dikte van 200 mm is zeker niet noodzakelijk voor het opnemen van de dwarskracht in de midden zone van de ligger. Indien deze eis niet geldt voor de individuele liggers maar voor het totale brugdek kan gewerkt worden met een dunnerlijffer. Het is dan wel aanbevolen dit lijf te ook toetsen op de mogelijkheid dat deze zal uitknikken door de dwarskracht.

Het dunner maken van dit liggerlijf zal het mogelijk maken slanker te bouwen. De reductie in het buigend moment kan gebruikt worden om de ligger slanker te maken. Een liggerhoogte van 2,9 meter voor een overspanning van 100 meter is dan mogelijk. De belangrijkste winst is echter dat het eigengewicht van het middelste liggerdeel hierdoor met ongeveer 15 ton zal dalen. Deze vermindering van het eigengewicht, in combinatie met de lager liggerhoogte zal ervoor zorgen dat deze liggerdelen veel eenvoudiger te transporteren zijn.

Ook voor de veldliggers zal dit dunner lijf voordelen hebben. De veldliggers worden namelijk minder zwaar belast op dwarskracht, dit ten gevolge van de inleiding van de plaattorsie nabij de brugdekrand. Deze liggers kunnen dus efficiënter voorzien worden van beugelwapening en de benodigde sterkte van de betondrukdiagonaal. Dit zal het ook mogelijk maken om de voorspanning in de lengterichting te reduceren.

12.4.2 Asfalt

Op het brugdek is gerekend met de door Rijkswaterstaat in de ROK art. 5.2.3 (3) vereiste 158 mm dikke asfaltlaag. Deze laag asfalt zorgt voor een belasting van $3,6 \text{ kN/m}^2$ op het brugdek. Deze belasting is een groot deel de rustende belasting die op het brugdek werkt. Indien de dikte van deze asfaltlaag verminderd wordt kan dit een aanzienlijke vermindering van de voorspanning en de hoogte van de ligger mogelijk maken. Door het toepassen van een asfaltlaag met een dikte van 60 mm, de minimale dikte voor een stalen brugdek volgens RTD 1009:2016 art. 5.3.2, zal de constructiehoogte van de 100 meter brug met 100 mm verminderd kunnen worden. Juist deze lagere constructiehoogte kan het transport van de liggerdelen aanzienlijk vereenvoudigen.

Wel moet opgemerkt worden dat deze asfaltlaag een belangrijke functie voor de duurzaamheid van het brugdek heeft. Hij voorkomt dat water met dooizouten de constructie in kan dringen. Ook dient deze om hoogte verschillen tussen de prefab liggers te kunnen compenseren. Voordat deze dunner asfaltlagen toegepast kunnen worden moeten dus eerst de gevolgen voor de duurzaamheid van de constructie en de asfaltlaag onderzocht worden voordat dit wordt toegepast. Misschien blijkt dan ook dat het noodzakelijk is om een speciale asfaltconstructie voor het brugdek te ontwikkelen [49].

12.4.3 Eisen aan de voeg

Zoals beschreven in paragraaf 11.9.4 is de voeg getoetst met de minimale drukspanningseis uit de ROK. Onderzocht kan worden of met een minder zware eis gerekend kan worden die meer geschikt is voor de externe voorspanning gebruikt voor het ontwerp. Hierdoor kan het mogelijk zijn de hoeveelheid dwarsvoorspanning in de constructie te verminderen. Indien minder dwarsvoorspanning noodzakelijk is kan de verankering van de dwarsvoorspanning ook verkleind worden. De kleinere verankering resulteert in een lichtere randligger en omdat de randligger bepalend is voor de constructiehoogte van het ontwerp kan hierdoor de liggerhoogte verminderd worden.

12.4.4 Dekking en tussenafstanden van de voorspanning

Zoals beschreven in paragraaf 10.1.9 zijn de constructieve dekkingen op de voorspanelementen voor alle betonsterkteklasse gelijk. Waarschijnlijk is dit voor de toegepaste hoge betonsterkteklasse, C90/105, een te strenge eis. Indien aangetoond kan worden met onderzoek dat kleinere dekkingen en tussenafstanden tussen de spanelementen ook voldoende sterk zijn is het mogelijk de onderflens fors dunner te maken.

Deze dunner onderflens heeft tal van voordelen. De liggerdelen kunnen lichter worden wat het transport vereenvoudigd. Door dit lager eigengewicht is ook een lagere ligger hoogte

voldoende. En tenslotte zal dit de voorspanning effectiever maken doordat het zwaartepunt van de doorsnede hoger komt te liggen. Dit alles zou de grenzen van de samengestelde liggerbrug aanzienlijk kunnen verleggen. Maar het moet wel opgemerkt worden dat het hierbij niet gaat over de interpretatie van een norm of richtlijn, de normen waar deze regels uit volgen zijn wettelijk verplicht. Om af te mogen wijken van deze normen zal dus uitgebreid onderzoek gedaan moeten worden, om aan te tonen dat dit veilig is.

12.4.5 Verankering aanpassen aan de hoge betonsterkteklasse

De spleetwapening rondom de verankering van zowel de voorspanning in de lengterichting als de dwarsrichting is in de betreffende ETA alleen gegeven voor lagere betonsterkte klasse en niet voor de hier toegepaste betonsterkteklasse C90/105. Door de verankering te testen voor deze hogere sterkte zou de hoeveelheid spleetwapening verminderd kunnen worden. Dit zal nauwelijks leiden tot een slankere brugdek, omdat de gewichtsbesparing minimaal zal zijn. Wel kan hierdoor de ingewikkelde wapeningsdetaillering rondom deze ankers verminderd worden, dit zal de productie zeker vergemakkelijken.

12.5 Kosten

Met hulp van de ontwerpafdeling van Spanbeton is een grove raming gemaakt van de kostprijs van het brugdek van een 100 meter lange samengestelde liggerbrug. Hierbij is aangenomen dat het brugdek gebouwd zal worden over het Amsterdam-Rijnkanaal in of nabij Utrecht. De breedte van het brugdek zal 17,8 meter breed zijn, overeenkomstig met de breedte gebruikt voor het toetsen van het brugdek. Omdat gebruik wordt gemaakt van de gegevens van Spanbeton zullen de kosten van de onderdelen die vergelijkbaar zijn aan de huidige activiteiten van Spanbeton beter te bepalen zijn dan onderdelen waar Spanbeton die ervaring niet mee heeft.

12.5.1 De productie van de liggerdelen

De kosten voor de productie van de liggerdelen is redelijk betrouwbaar te bepalen omdat de productie van de liggerdelen niet veel afwijkt van de productie van bestaand prefab liggers. Vanwege de lastige detaillering rondom de verankeringen van de voorspanning en de slechtere verwerkbaarheid van het hogesterktebeton is rekening gehouden met meer arbeidsuren per liggerdeel. Ook de benodigde hoeveelheid betonstaal is hoog in geschat vanwege de aanwezigheid van drukwapening in de ligger en vanwege de verankeringen van de voorspanning. Ook zijn hier kosten in rekening gebracht voor de verankering van de voorspanning, deze worden immers direct ingestort in de liggerdelen. De kosten voor de productie van de ligger zullen ongeveer 1,7 miljoen euro bedragen, 30% van de totale kostprijs van het brugdek.

12.5.2 Bekisting

Voor de ontworpen oplossing is een nieuwe bekisting noodzakelijk voor het produceren van de liggers. De bekisting kan natuurlijk voor meerdere projecten gebruikt worden. voor het bepalen van de kosten van het brugdek is ervan uitgegaan dat de kosten volledig opgeteld moeten worden bij de kosten van dit brugdek. De kosten van de bekisting zullen ongeveer 0,9 miljoen euro bedragen, 15% van de totale kostprijs van het brugdek.

12.5.3 Transport

Voor het transport van de liggerdelen is uitgegaan van een standaard ligger transport zoals gebruikelijk is voor de liggers van Spanbeton. Het transport van de liggerdelen van een 100 meter brug kan duurder uitvallen dan hier bepaald doordat duurder vrachtwagens noodzakelijk kunnen zijn. Eventueel is transport over water mogelijk, in dit geval zullen de kosten van vervoer over water en vervoer over de weg vergelijkbaar zijn. Ook de reisafstand heeft invloed op de exacte kosten van dit transport. De kosten voor het transport van de liggerdelen zullen ongeveer 0,3 miljoen euro bedragen, 5% van de totale kostprijs van het brugdek.

12.5.4 Montage van de liggers

Voor de montage van het brugdek is gebruik gemaakt van bouwmethode 1: Montage als complete ligger met behulp van hijskranen, hiervoor is gekozen omdat tijdelijk

ondersteuning in het kanaal als niet wenselijk worden gezien. Deze kosten zijn relatief lastig te bepalen omdat de hier gebruikte methode afwijkt van wat door Spanbeton wordt toegepast.

Bij het bepalen van deze kosten is rekening gehouden met de noodzakelijke zware kranen. Ook zijn kosten geschat voor het gereedmaken van het bouwterrein waar de totale ligger samengesteld wordt. De kosten voor het samenstellen en monteren van de liggers zullen ongeveer 1,6 miljoen euro bedragen, 30% van de totale kostprijs van het brugdek. Hierbij moet vermeld worden dat dit een grove schatting is en dat het goed mogelijk is dat de prijs hiervan 50% meer of minder is.

Indien gekozen wordt voor bouwmethode 3: montage op tijdelijke ondersteuning zullen de kosten van de montage lager uitvallen, er zijn immers minder zware kranen noodzakelijk om de ligger te plaatsen, ook is er geen transport noodzakelijk vanaf het bouwterrein waar de ligger zijn samengesteld naar de eindlocatie. Wel zijn er extra kosten noodzakelijk voor de tijdelijke ondersteuning, zeker als deze ook van een fundering voorzien moeten worden. Indien gekozen wordt voor deze methode zullen de kosten ongeveer 0,5 miljoen euro bedragen.

12.5.5 Voorspanning

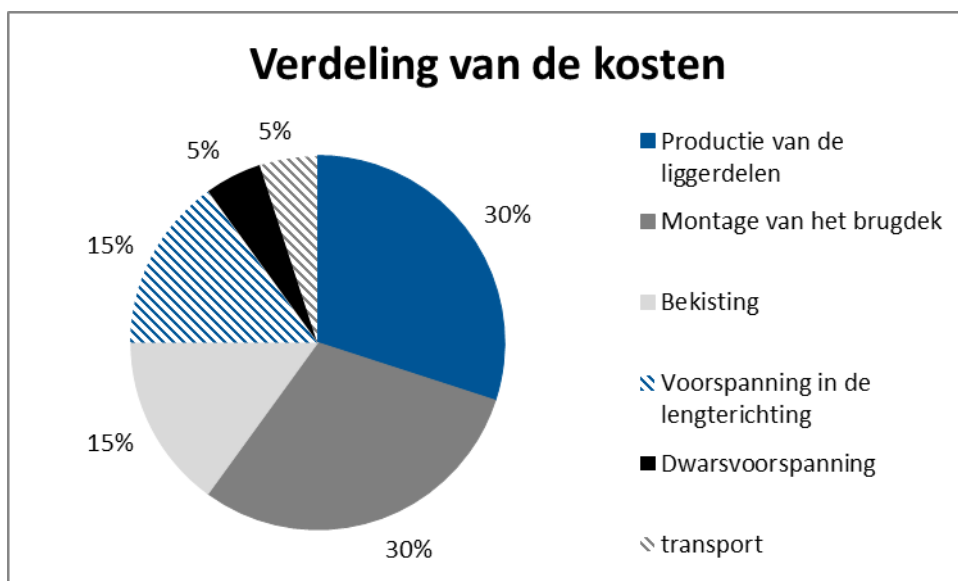
Het spannen en aanbrengen van de dwarsvoorspanning zal ongeveer 0,3 miljoen euro kosten, 5% van de totale kosten bedragen. Hierbij is het spannen van de dwarsvoorspanning van een brugdek bestaand uit kokerliggers als uitgangspunt genomen.

Het spannen en aanbrengen van de voorspanning in de lengterichting zal ongeveer 0,8 miljoen euro kosten, 15% van de totale kosten van het brugdek.

12.5.6 Totale kosten

De totale kosten zullen in de onderzochte situatie ongeveer 5,6 miljoen euro bedragen. Omgerekend naar de kostprijs per vierkante meter brugdek is dit ongeveer 3000 euro/m². Dit is de prijs van alleen het brugdek, de funderingen, op- en afritconstructies en de afwerking van het brugdek zijn niet in deze prijs inbegrepen. Opgemerkt moet worden dat door onzekerheid over bijvoorbeeld de exacte kosten van de bouwmethode deze prijs nog sterk kan afwijken, 25% meer of minder is zeker mogelijk.

Indien gekozen wordt voor een bouwmethode 3: montage op tijdelijke ondersteuning zullen de kosten echter fors lager uitvallen. In een dergelijk geval zullen de kosten van het brugdek ongeveer 4,5 miljoen bedragen. Deze bouwmethode kan dus zeker een geschikte oplossing zijn als de hinder voor het kruisende verkeer geen probleem is.



Figuur 12-4 een grafiek met de verdeling van de kosten over de verschillende delen.

Zoals zichtbaar is in Figuur 12-4 zullen de productie van de liggerdelen en de montage van het brugdek de grootste kostenposten zijn voor het brugdek. De kosten voor de bouwmethode

kunnen echter nog lager uitvallen indien gekozen wordt voor een andere methode, maar hoger is door onzekerheid over de exacte kosten van deze methode ook mogelijk. Ook het aanbrengen van de voorspanning met nagerekt staal in de lengterichting en de dwarsvoorspanning zijn een aanzienlijke kostenpost voor de constructie, samen zullen deze ongeveer 20% bedragen.

Aangenomen is dat het brugdek ongeveer 50% van de totale kostprijs van de constructie zal zijn. De kostprijs van de constructie, de fundering, op- en afritconstructies, de afwerking van het brugdek en het brugdek zelf is dan geschat op ongeveer 9 tot 14 miljoen euro.

12.5.7 Analyse van de kosten

Voor het brugdek zal ongeveer één kubieke meter beton per vierkante meter brugdek noodzakelijk zijn. Dit betekent dat de kostprijs van het ontwerp per kubieke meter ongeveer 3000 euro is. Vergeleken met de bestaande brugoplossingen van Spanbeton is dit een relatief hoog bedrag per kubieke meter, een kostprijs van 1500 euro per kubieke meter is gebruikelijker. Voor een deel is dit te verklaren omdat in deze prijs ook de totale kosten voor de bekisting zijn opgenomen, iets wat bij de standard oplossingen niet gebruikelijk is.

Een ander verschil met de bestaande oplossingen van Spanbeton is de relatief lage hoeveelheid kubieke meters beton per vierkante meter brugdek. Voor een railbalkliggerbrug met een overspanning van 50 meter is dit ongeveer $0,8 \text{ m}^3$ per vierkante meter. Voor een kokerliggerbrug met een overspanning van 50 meter is dit ongeveer $0,7 \text{ m}^3$ per vierkante meter. Als dit vergeleken wordt met de samengestelde liggerbrug waarbij een overspanning van 100 meter mogelijk is met ongeveer 1 m^3 beton per vierkante meter brugdek. Hoewel de samengestelde liggerbrug dus een hoge kostprijs per kubieke meter beton heeft, wordt er wel relatief weinig beton gebruikt vergeleken met de bestaande oplossing. Dit is te verklaren door het gebruik van hogesterktebeton en door de verbeterde spreiding van de belasting over het brugdek vergeleken met de huidige oplossingen van Spanbeton.

Als de totale geschatte kostprijs van de brugdekoplossing vergeleken wordt met de kostprijs van een boogbrug in staal dan is het mogelijk dat de ontworpen oplossing uiteindelijk een lagere kostprijs zal hebben. De Enneüs Heermabrug in Amsterdam met een overspanning van 75 meter heeft bijvoorbeeld in 2001 80 miljoen gulden gekost [50] (nu ongeveer 40 miljoen euro). Of de spoorbrug over de IJssel met een overspanning van 125 meter en een kostprijs van 50 miljoen euro [51]. Nu kunnen deze kostprijzen niet direct vergeleken worden met de kostprijs van 11 miljoen euro van de samengestelde liggerbrug. Er is immers sprake van een ander aantal overspanningen, een ander brugdekbreedte, ander belastingen en waarschijnlijk zijn er ook andere esthetische eisen aan het ontwerp gesteld. Maar het is dus niet onmogelijk dat de samengestelde liggerbrug met een geschatte kostprijs van 11 miljoen een economisch haalbaar alternatief zal zijn voor een oplossing in staal. Vervolgonderzoek is noodzakelijk om beter te bepalen wat het verschil in kostprijs zal zijn.

12.6 Discussie

Het hier gepresenteerde ontwerp van de samengestelde liggerbrug is technisch mogelijk om te realiseren. Het ontwerp voldoet aan de beschreven toetsen en daar waar zich nog risico's bevinden is voldoende ruimte binnen het ontwerp aanwezig om deze problemen te verhelpen. Er zijn een aantal openstaande problemen en uitdagingen maar hiervan wordt niet verwacht dat deze de maakbaarheid van de constructie onmogelijk maken en dat deze openstaande problemen met een doorontwikkeld ontwerp en verbeterde rekenmethode opgelost kunnen worden. Tegelijkertijd zijn er ook nog voldoende manieren om het ontwerp te optimaliseren en efficiënter te maken.

De kostprijs van het brugdek per kubieke meter beton zal ongeveer 3000 euro per kubieke meter beton bedragen. Vergeleken met de bestaande prefab liggeroplossingen is dit relatief veel. Tegelijkertijd zal de oplossing relatief weinig kubieke meters beton per vierkante meter brugdek gebruiken. Vergeleken met bestaande overspanningen in staal is het mogelijk dat de ontworpen oplossing een vergelijkbare of lagere kostprijs zal hebben, maar meer onderzoek, vooral naar de exacte kostprijs van de bouwmethode moet hiervoor uitgevoerd worden.

Naast het kosten aspect is het ook goed om te vermelden dat dit ontwerp brugdekken mogelijk maakt die op dit moment eigenlijk niet gebouwd kunnen worden. De direct

concurrerende ontwerp oplossingen, de staten boog- en vakwerkbrug zijn vooral geschikt voor relatief smalle brugdekken. Bij een breder brugdek zullen deze constructies minder efficiënt zijn doordat er zwaardere dwarsdragers noodzakelijk zijn. De samengestelde liggerbrug zal juist meer geschikt zijn voor brede brugdekken doordat dan een goede spreiding van de belasting over de liggers mogelijk is. Dit is een groot voordeel voor de steeds breder wordende snelwegen. Ook de mogelijkheid om het brugdek relatief eenvoudig met een niet rechte kruisingshoek te bouwen is een voordeel ten opzichten van deze alternatieve oplossingen in staal. Samengevat zal de oplossing dus ook een grotere vormvrijheid hebben dan de bestaande oplossingen in staal.

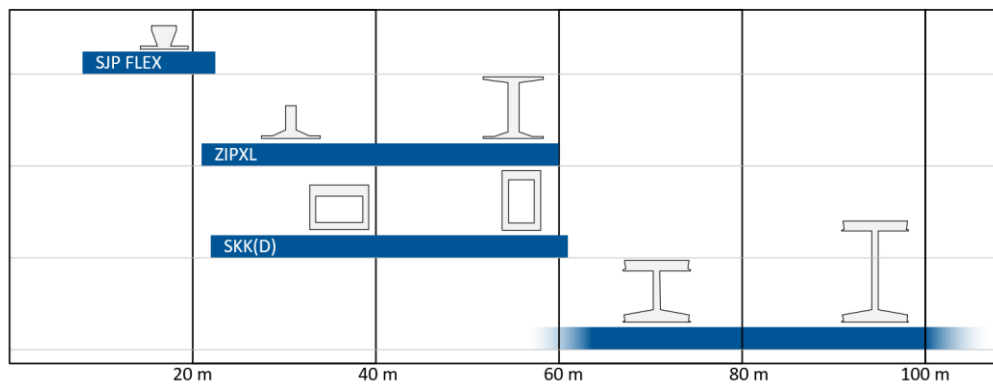
Een andere voordeel van de samengestelde liggerbrug is dat de volledige betonnen constructie veel minder onderhoud nodig zal hebben, vergeleken met de alternatieve oplossingen in staal. Ook zal de oplossing in beton minder geluid produceren door het passerende verkeer dan een alternatief in staal. Deze beide voordelen zijn het gevolg van het feit dat de oplossing volledig in beton is uitgevoerd en dat er niet gekozen is voor een hybride oplossing, staal en beton, gekozen is.

De ontworpen oplossing voldoet aan de normen die gesteld worden voor een toepassing als snelwegviaduct, zelfs als deze normen en richtlijnen strikt geïnterpreteerd worden. Voor de beschreven openstaande problemen is extra onderzoek noodzakelijk, maar omdat er ook voldoende oplossingen mogelijk zijn voor deze problemen zal dit de haalbaarheid niet in gevaar brengen. Ook zijn er nog mogelijkheden om het ontwerp te optimaliseren zodat geconcludeerd kan worden dat het ontwerp haalbaar is voor een overspanning van 100 meter.

Terugblikkend op het programma van eisen, wensen en randvoorwaarden kan gesteld worden dat de geformuleerde eisen gehaald zijn. De oplossing is geschikt voor de toepassingssituatie, kan fabrieksmatig geproduceerd worden en is in principe geschikt voor brugdekken met variabele breedtes. Ook aan de gestelde wensen voldoet het ontwerpredelijk. Wel moet opgemerkt worden dat de grote overspanningen van 100 meter transport, montage en productie niet eenvoudig zal zijn door het grote gewicht van de liggerdelen. Ook is er vergeleken met kortere viaducten veel voorspanstaal noodzakelijke. Dit wordt als onvermijdelijk gezien, het is logischerwijs niet mogelijk om een 100 meter brug te bouwen voor de prijs en met het gemak van een brug van 40 meter. Omdat de het ontwerp over de weg te transporteren is wordt tegelijk ook voldaan aan de randvoorwaarden van de fabriek van Spanbeton, zodat er geen extra optimalisatie nodig is om het ontwerp geschikt te maken voor de fabriek van Spanbeton

Het idee achter de betere dwarsspreiding van het brugdek is overigens niet nooit eerder uitgevoerd. In het boek "Prefabricage in beton" [52, pp. 346-351] uit 1977 zijn tekeningen te vinden waarin brugdekken bestaand uit omgekeerde T-liggers bij de onderflens dwarsvoorgespannen zijn om zo een betere spreiding van de belasting over het brugdek mogelijk te maken. Dit wordt nu vermoedelijk niet meer gedaan vanwege de hoge arbeidskosten die dit vraagt. Het extra buigend moment in de liggers wordt in dit geval gecompenseerd door het simpelweg toevoegen van meer voorspanstrengen, een hoger betonsterkteklasse of een minder slanke ligger. Deze mogelijkheid is er voor een brugdek met een overspanning van 100 meter echter niet, de constructiehoogte zal dan teveel moeten toenemen waardoor de liggerdelen niet meer over de openbare weg te vervoeren zijn. Daarom zijn de extra arbeidskosten van de externe dwarsvoorspanning noodzakelijk om de oplossing mogelijk te maken.

De vraag is of de samengestelde liggerbrug de volgende stap is in prefab betonnen brugdekken waar het onderzoek naar opzoek was. Vergeleken met bestaand liggeroplossingen voor korte overspanningen zal de samengestelde liggerbrug een hogere kostprijs hebben. Maar vergeleken met stalen oplossingen voor vergelijkbare overspanningen is de kans groot dat de samengestelde liggerbrug een lagere of vergelijkbare kostprijs zal hebben. Dit gecombineerd met de relatief grote vormvrijheid van de oplossing maken de samengestelde liggerbrug een goed voorstel om de grote overspanningen in prefab beton te produceren.



Figuur 12-5 een overzicht van de liggersystemen in gebruik bij Spanbeton en de ontworpen samengestelde liggerbrug voor overspanningen van 60 meter tot ongeveer 100 meter.

13. Conclusie en aanbevelingen

13.1 Conclusie

Tijdens het onderzoek is gezocht naar de volgende stap in prefab betonnen brugdekken, met als doel een overspanning van 100 meter mogelijk te maken. Dergelijke brugdekken kunnen gebruikt worden om de steeds breder wordende snelwegen in Nederland te overbruggen zonder tussensteunpunten, zodat de weg eronder vrij indeelbaar is. Ook het overspanningen van kleine rivieren en grote kanalen behoren tot de mogelijkheden, bijvoorbeeld het overspannen van het Amsterdam-Rijnkanaal.

Deze nieuwe brugdekoplossing moet te bouwen zijn met zo weinig mogelijk hinder voor het kruisende verkeer. Ook is het van belang dat de constructiehoogte zo klein mogelijk is om de op- en afritconstructies zo klein mogelijk te houden. Gerelateerd aan de constructiehoogte is het van belang dat de maximale hoogte van de prefab elementen beperkt blijft tot 3,2 meter om te voorkomen dat deze tijdens het transport in aanrijding komen met de bestaande viaducten. De prefab elementen mogen maximaal 170 ton wegen, om deze te kunnen transporteren over de openbare weg. Het is ook van belang te vermelden dat de beperkingen voor het transport van de elementen sterk afhankelijk is van de exacte bouwlocatie, zodat onderzoek noodzakelijk is om de grenzen die gelden voor een specifiek situatie vast te stellen.

Uit de variantenstudie blijkt dat een prefab betonnen segmentbrug niet de oplossing is om deze overspanningen te bouwen. De meest geschikte bouwmethode, het brugdek samenstellen terwijl de segmenten hangen aan een portaal, is alleen zinvol als er veel gelijke overspanningen achter elkaar gebouwd moeten worden. Ook kunnen deze segmenten alleen voldoende maatvast geproduceerd worden voor brugdekken smaller dan 18 meter. De segmenten van bredere brugdekken zullen voor grotere breedtes dusdanig vervormen door de hydratatiewarmte dat een gelijmde voeg niet meer mogelijk is.

De meest geschikte oplossing om de grote overspanningen te bouwen is de samengestelde liggerbrug. Bij dit type brug wordt het brugdek opgedeeld in 2 meter brede liggers die elk weer bestaan uit 3 liggerdelen. Deze delen zijn los naar de bouwlocatie te transporteren over de openbare weg. De 3 liggerdelen worden vervolgens met elkaar verbonden tot een totale ligger door middel van een mortelvoeg en voerspanning met nagerekt staal. Deze oplossing is het meest geschikt omdat verschillende bouwmethoden mogelijk zijn die het mogelijk maken het brugdek te plaatsen met relatief weinig hinder voor het kruisende verkeer.

Het meest geschikte liggerprofiel voor deze samengestelde liggerbrug is I-vormig. Door middel van externe dwarsvoerspanning worden de flenzen van de ligger met elkaar verbonden om een stijf brugdek, bestaand uit meerdere kokers vormen. Dit brugdek zal de belasting zeer goed spreiden over de individuele liggers. Vergeleken met een standaard railbalkligger zal het maximale buigend moment per ligger met 25% afnemen. Hierdoor kan er slanker worden gebouwd, zodat de liggerdelen over de weg te transporteren zijn.

De prefab liggerdelen worden onderling verbonden tot een totale ligger met behulp van een mortelvoeg. Deze voeg is het meest geschikt omdat het mogelijk is om afwijkingen in de opbuiging van de voorgespannen liggerdelen te corrigeren, hierdoor kan gegarandeerd worden dat de prefab delen van het brugdek aan elkaar passen. De relatief lange verhardingstijd van deze voeg is een minder groot probleem omdat het slecht twee voegen per ligger betreft. Ook de voegen tussen de liggers worden gemaakt met behulp van mortel. Deze voegen zijn vergelijkbaar met wat toegepast wordt tussen de onderflenzen van de bestaande railbalkliggers.

Het ontwerp is in de basis voor alle overspanningen van 60 tot 100 meter gelijk. Wel zal de gebruikte voerspanning in de lengterichting sterk veranderen voor de overspanning. Voor een relatief korte overspanning van 70 meter zal 25 tot 35 % van de voerspanning in de fabriek worden aangebracht. Voor een brug met een overspanning van 100 meter zal dit slechts 10% zijn. Dezelfde basis oplossing is dus geschikt voor de overspanningen van 60 tot 100 meter, maar hetzelfde ontwerp zal wel veranderen naar gelang de overspanning.

De liggerdelen van de samengestelde liggerbrug zijn over de weg te transporteren, maar voor constructiehoogtes groter dan 3 meter, zoals voor een overspanning van 100 meter, zal een speciale lagere trailer noodzakelijk zijn om te voorkomen dat de liggerdelen botsen met bestaande viaducten. Ook kan het noodzakelijk zijn de randliggers te versmallen om deze zo lichter te maken. Overspanningen groter dan 100 meter zullen lastig worden omdat de liggerdelen dan te hoog, te lang en te zwaar zijn om deze te transporteren over de openbare weg.

De oplossing is geschikt als overspanning van een snelweg en een kanaal, het belangrijkste verschil tussen deze twee toepassingssituaties zal de gebruikte bouwmethode zijn. De liggers van een kanaal brug zullen altijd op een apart terrein samengeteld moeten worden uit de liggerdelen. Vervolgens worden deze door middel van zware hijskranen of pontons op de eindlocatie geplaatst. Voor een snelwegviaduct kan ook gebruik worden gemaakt van een bouwmethode waarbij de liggerdelen boven de snelweg, op ondersteuning, samengevoegd worden tot een totale ligger. Hierdoor zijn er geen zware en dure kranen nodig voor het opbouwen van het brugdek.

Het ontwerp van de samengestelde liggerbrug kan geproduceerd worden in de fabriek van Spanbeton, ook voor een overspanning van 100 meter. In het algemeen zullen de beperkingen die gelden voor het transport over de weg maatgevend zijn boven de beperkingen van de fabriek van Spanbeton.

De kostprijs van het brugdek per kubieke meter beton zal fors hoger zijn vergeleken met de bestaande prefab liggeroplossingen, maar tegelijkertijd zal de oplossing relatief weinig beton per vierkante meter brugdek gebruiken. Vergeleken met bestaande overspanningen in staal is het mogelijk dat de ontworpen oplossing een vergelijkbare of lagere kostprijs zal hebben, maar meer onderzoek is hiervoor noodzakelijk.

Met de samengestelde liggerbrug is het dus mogelijk om overspanningen van 100 meter te bouwen. Deze oplossing kan met de bestaande techniek geproduceerd worden en volgens de geldende normen en richtlijnen voor een snelwegviaduct. Vergeleken met bestaande alternatieven in staal heeft de oplossing als voordeel dat deze meer geschikt is voor brede brugdekken en dus meer geschikt is voor steeds breder wordende snelwegen.

Ook kortere overspanningen van bijvoorbeeld 80 meter zijn mogelijk met deze oplossing, de goede spreiding van de belasting over het brugdek maakt het dan mogelijk om slank te bouwen. voor een overspanning van 80 meter is een constructiehoogte van 2,1 meter voldoende.

Samengevat kan dus geconcludeerd worden dat prefab betonnen brugdekken voor overspanningen van 60 tot 100 meter het beste gebouwd kunnen worden met de ontworpen oplossing, de samengestelde liggerbrug. Hiermee zijn lange en slanke brugdekken mogelijk waarbij de liggerdelen over de weg te transporteren zijn.

13.2 Aanbevelingen

Door middel van dit onderzoek is het ontwerp van de samengestelde liggerbrug ontworpen. Er wordt aangeraden om het onderzoek naar dit type brugdekoplossing en hoe deze geoptimaliseerd kan worden zeker voort te zetten, omdat de oplossing haalbaar is, er brugdekken mogelijk zijn die nu niet zonder veel hinder gebouwd kunnen worden en omdat de eerste globale kostenberekeningen laten zien dat de oplossing een concurrerend alternatief kan zijn.

13.2.1 Aanbevelingen voor de samengestelde liggerbrug

Om het beschreven ontwerp te kunnen bouwen zal nog meer onderzoek noodzakelijk zijn. Dit onderzoek zal zich het beste kunnen richten op de openstaande technische problemen die de haalbaarheid kunnen beïnvloeden:

- De sterkte van de voegmortel voor de voeg tussen de liggerdelen.
- Het risico op scheurvorming in de eerste voeg tussen de liggers.
- De detaillering van de verankering van de voerspanning.
- De rekenmethode voor de spanningscontrole van de rib ter plaatse van de voeg tussen de liggerdelen.

- De gewenste slanke vijzels of vijzels met een voorzetstuk voor de dwarsvoorspanning.

Ook de beschreven optimalisaties moeten onderzocht worden om het ontwerp efficiënter, makkelijker te produceren en dus ook goedkoper te maken. Dit betreft de volgende punten:

- De minimale dikte van het liggerlijf.
- De gebruikte asfaltverharding op het brugdek.
- De eisen die gelden voor de het toetsen van de drukspanning in de voegen tussen de ligger.
- Optimaliseren van de dekking en tussenafstanden van de voorspanning in de onderflens.
- Testen van de verankering van de voorspanning met de gebruikte hoge betonsterkteklasse.

Vervolgonderzoek naar het optimale ontwerp van de samengestelde liggerbrug kan zich daarna het beste richten op volgende drie onderdelen:

Optimaliseren van het ontwerp en de rekenmethode

De volgende stap om het ontwerp te verbeteren zal zich het beste kunnen richten op het constructieve gedrag van het vierendeel vakwerk, of raamwerk, dat de liggers vormen. De buigende momenten en dwarskrachten in deze onderdelen worden nu bepaald uit het orthotroop plaatmodel en de liggerberekening beschreven onder de lokale effecten. De hieruit volgende waarden zijn waarschijnlijk te conservatief. Gezocht moet dus worden naar een betere schematisering. Waarschijnlijk is het raamwerkmodel met verende ondersteuning hiervoor het meest geschikt. In deze verbeterde schematisering zal dan ook de dwarsvoorspankracht meegenomen kunnen worden, om de combinatie van de effecten door de aangrijpende voorspankracht samen met de lokale effecten beter te beschouwen. Ook zal de stijfheid van de delen van de ligger en de voegen beter bepaald kunnen worden om zo een beter inzicht te krijgen in het gedrag van de constructie en het mogelijke ontstaan van trekspanningen in deze voegen tijdens het spannen van de dwarsvoorspanning.

Met dit betere beeld van de buigende momenten in deze voegen kan de benodigde dwarsvoorspanning beter bepaald worden en vermoedelijk ook gereduceerd worden. Ook kan dan onderzocht worden of het verbreden van de ribben in de veldliggers gebruikt kan worden om de dwarsvoorspanning te verminderen. Met de aangepaste dwarsvoorspanning kan nagedacht worden over het verbeteren van de randligger. Deze randligger is op dit moment maatgevend voor de constructiehoogte van het brugdek. Dus met een meer geoptimaliseerde randligger zouden efficiëntere en mogelijk ook slankere constructies mogelijk zijn. Dit ontwerp van de randligger kan dan gelijk verbeterd worden voor het opnemen van stootbelastingen, specifiek het verticale component van de opwippende giek. Tenslotte moet dan ook de verankering van de dwarsvoorspanning in deze randligger verbeterd worden zodat deze eenvoudiger de krachten op kan nemen en zodat er minder snel scheurvorming zal optreden in de eerste voeg. Hierdoor kan dan ook voorkomen worden dat de eerste voeg tussen de bovenflenzen verlaagd hoeft te worden, waardoor dit kwetsbare detail vermeden kan worden.

Het nut van een gestandaardiseerde oplossing

Een van de sterke punten van de prefab industrie is het verlagen van de kosten door in grotere aantallen steeds hetzelfde te produceren. Voor de kortere overspanningen, die vaker voorkomen is dit lonend gebleken. Onderzocht moet worden of er voldoende vaak brugdekken van 60 meter en groter gebouwd moeten worden, zo dat het zinvol is om hier een gestandaardiseerd product, vergelijkbaar met de huidige liggeroplossingen, voor te ontwikkelen.

Indien dit niet het geval is kan de samengestelde liggerbrug nog steeds een economische oplossing zijn maar dan zal het zinvol zijn elk brugdek meer als een uniek project te beschouwen waarbij bepaalde onderdelen, bijvoorbeeld de voeg tussen de liggerdelen, specifiek ontworpen worden voor de situatie waar dit brugdek gebouwd moet worden. De vraag is dus wat de juiste mate van standaardisatie is die past bij de herhalingsijd van een brugdek met een overspanning van 60 tot 100 meter.

Vergelijking met bestaande alternatieven

In de evaluatie van de samengestelde liggerbrug is kort onderzoek gedaan naar de mogelijke kostprijs van de ontworpen oplossing. Om een beter beeld te krijgen van kostprijs van de samengestelde liggerbrug in relatie tot de concurrerende oplossingen zal er voor deze bestaande oplossingen een alternatief ontwerp van de samengestelde liggerbrug opgesteld moeten worden. Dit alternatieve ontwerp kan dan getoetst worden met behulp van het ontwikkelde Excel programma. Door vervolgens de kosten tussen de bestaande brug en de samengestelde liggerbrug te vergelijken kan een betere inschatting gemaakt worden van de economische haalbaarheid van de oplossing. Ook zal er dan specifiek gekeken moeten worden naar de gekozen bouwmethode om zo te bepalen welke bouwmethode in de praktijk het meeste voor zal komen en of het ontwerp daarop aangepast moet worden.

13.2.2 Algemene aanbevelingen voor lange overspanningen in prefab beton

Om steeds groter overspanningen in prefab beton mogelijk wil maken is het aan te raden dat geïnvesteerd wordt in de mogelijkheid om hogere prefab elementen te produceren en te transporteren. Hierbij moet gedacht worden aan stortfaciliteiten die hogere bekistingen aankunnen en trailers met een lagere totale hoogte zodat grotere elementen zonder aanrijdingen met bestaande viaducten getransporteerd kunnen worden.

Investeren in de productiemogelijkheden voor zwaardere en lagere prefab beton elementen is om de langere overspanningen mogelijk te maken niet direct noodzakelijk. Een grotere elementlengte en gewicht is immers niet of nauwelijks meer over de openbare weg te transporteren en deze zullen dus in de lengterichting opgedeeld moeten worden.

Literatuurlijst

- [1] Haitsma beton, „Wanssum havenbrug,” 2018. [Online]. Available: <https://www.haitsma.nl/projecten/wanssum-havenbrug/>. [Geopend 19 november 2018].
- [2] Nederlandse bruggenstichting, „Bruggendatabase,” [Online]. Available: <http://www.bruggenstichting.nl/index.php/informatief/bruggen-database> . [Geopend 26 oktober 2018].
- [3] N. Hartman, J. Manhoudt en J. Terband, „Fly-over van de A5 over de A4,” *Cement*, pp. 68-72, 2004.
- [4] Rijkswaterstaat, „Meer duidelijkheid over nieuwe bruggen en knooppunt Hooipolder,” 24 mei 2018. [Online]. Available: <https://www.rijkswaterstaat.nl/nieuws/2018/05/meer-duidelijkheid-over-nieuwe-bruggen-en-knooppunt-a27-hooipolder.aspx>. [Geopend 29 november 2018].
- [5] Rijkswaterstaat, *RTD 1001 Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK) versie 1.4*, 2017.
- [6] Rijkswaterstaat, „Richtlijn Ontwerp Autosnelwegen (ROA),” 2017. [Online]. Available: <http://publicaties.minienm.nl/documenten/roa-2017-rws-gpo>. [Geopend 4 November 2018].
- [7] Actueel Hoogtebestand Nederland, „AHN-viewer,” 2015. [Online]. Available: <https://ahn.arcgisonline.nl/ahnviewer/> . [Geopend 7 november 2018].
- [8] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN 1991-2 Belastingen op constructies: Verkeersbelasting op bruggen*, 2015.
- [9] Nederlands Normalisatie-instituut, *Nationale bijlage NEN-EN 1991-1+C1*, 2011.
- [10] Rijkswaterstaat, *RTD 1009 Richtlijn voor het ontwerp van asfalt wegverhardingen op betonnen en stalen brugdekken, nieuwe versie*, 2017.
- [11] Gwwkosten.nl, „Gwwkosten.bl,” [Online]. Available: http://www.gwwkosten.nl/Wegbebakening,_geleiderail,_wegverlichting,_terreininrichting/Geleid erail/Benodigde_materialen_voor_geleiderail_op_betonnen_kunstwerk,_1-zijdig,_verzinkt_staal/kostengegevens-Kostenkengetallen/2920008.htm. [Geopend 2 november 2018].
- [12] Nederlands Normalisatie-instituut, *Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-1-4 + A1 + C1*, 2011.
- [13] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN-EN 1991-1-4 belastingen op constructies: windbelasting +A1 +C2*, 2011.
- [14] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN-EN 1991-1-7 belastingen op constructies: Buitengewone belastingen*, 2011.
- [15] Nederlands Normalisatie-instituut, *Nationale bijlage NEN-EN 1991-1-7 + C1*, 2011.
- [16] Rijkswaterstaat, „Circulaire economie,” [Online]. Available: <https://www.rijkswaterstaat.nl/zakelijk/innovatie-en-duurzame-leefomgeving/duurzame-leefomgeving/circulaire-economie/index.aspx> . [Geopend 13 November 2018].
- [17] Rijksdienst voor het wegverkeer (RDW), „Rijttijden en transportbegeleiding autosnelwegen,” 2018. [Online]. Available: <https://www.rdw.nl/zakelijk/branches/transporteurs/incidentele-ontheffing/rijttijden-en-transportbegeleiding/rijttijden-en-transportbegeleiding-autosnelwegen>. [Geopend 27 November 2018].
- [18] Rijkswaterstaat, „Richtlijn Vaarwegen,” december 2017. [Online]. Available: https://staticresources.rijkswaterstaat.nl/binaries/richtlijnen-vaarwegen-2017_tcm21-127359.pdf. [Geopend 5 November 2018].
- [19] M. Schoer en P. de Boer, „Recordoverspanning in prefab beton,” *Cement*, pp. 12-18, 2015.
- [20] Haitsma Beton, „Zuidhorn, brug Van Starckenborghkanaal,” [Online]. Available: <https://www.haitsma.nl/projecten/zuidhorn-brug-van-starckenborghkanaal-1>. [Geopend 2 januari 2019].
- [21] J. Huang, „Spliced Decked Precast Girders To Accelerate Bridge Construction,” *PCI*, 2008.
- [22] R. Woodward, „Collapse of a Segmental Post-Tensioned,” *Transportation Research Record*, nr. 1211, pp. 38-59, 1989.

- [23] A. van der Horst, T. Wolvekamp, J. van Kempen, H. van den Brink en J. Stroo, „Geribbelde en gelijmde moten,” *Cement*, pp. 56-60, 2012.
- [24] Y. L. VOO, S. J. Fosters en M. F. A. Hassan, „The Current State of Art of Ultra-High Performance Concrete Bridge Construction in Malaysia,” Kuala Lumpur, Malaysia, 2014.
- [25] W. van den Berg, J. de Vos en H. Bongers, „Balanceren op de grenzen van prefab,” *Cement*, vol. 2014, pp. 20-27, 2014.
- [26] „Boogbrug in uhsb,” *Cement*, pp. 62-65, 2010.
- [27] Nederlands Normalisatie-instituut, *Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-2+C1 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Betonnen bruggen- Regels voor ontwerp, berekening en detaillering*, 2016.
- [28] Österreichisches Institut für Bautechnik (OIB), „ETA-13/0815, Bonded Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures with 3 to 55 Strands,” Wenen, 2018.
- [29] A. Mishra en R. Singh, „Optimization of Slenderness Ratio of Prestressed Box Girder Bridge using High Strength Concrete,” juni 2018. [Online]. Available: <https://www.irjet.net/archives/V5/i6/IRJET-V5I6297.pdf>. [Geopend 5 februari 2019].
- [30] T. Duclos, B. Djessas, F. Chebbi en R. Leonard, „Réunion Island's New Coastal Road: A Viaduct with a wide Precast Deck and Piers,” *Structural Engineering International*, vol. 28, nr. 2, pp. 111-117, 2018.
- [31] R. Abendah, *Temperature Induced Deformations in Match-Cast Segments and their Effects on Precast Segmental Bridges.*, Göttingen: Cuvillier Verlag, 2006.
- [32] J. Huang, *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.*, Karlsruhe, 1994.
- [33] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN-EN 1992-2+C1 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Betonnen bruggen- Regels voor ontwerp, berekening en detaillering*, 2011.
- [34] Dywidag-Systems International, *Dywidag Bonded Post-Tensioning Systems using Strands*.
- [35] Cerema, „ETA-13/0979, DYWIDAG External and Internal Unbonded Strand Post-Tensioning System for 3 to 37 Strands,” Paris, 2018.
- [36] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN 2889 betonelementen - maximaal toelaatbare maatafwijkingen*, 1990.
- [37] Latexfalt, „Elastofalt® EP,” [Online]. Available: <https://www.latexfalt.com/index.php/wegen-en-betonprotectie/betonbescherming/elastofalt-ep>. [Geopend 20 april 2019].
- [38] Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN-EN 13369 Algemeen bepalingen voor voorafvervaardigde betonproducten*, 2018.
- [39] Pagel spezial-beton, „Hogesterkte gietmortel K90,” april 2019. [Online]. Available: https://www.pagel.com/all/pdf/nl/v1_hf_nl.pdf. [Geopend 17 juni 2019].
- [40] Bruil, „PI-blad Bruil GTM100 gietmortel,” [Online]. Available: <https://www.bruil.nl/downloads/cacb355a47ac37c9ddf20d590690b53c>. [Geopend 17 juni 2019].
- [41] Mammoet, „TDS - Liebherr LTM 1750-9.1,” 6 November 2015. [Online]. Available: <https://www.mammoet.com/siteassets/equipment/cranes/mobile-cranes/all-terrain-cranes/lm-1750-9.1/datasheet-ltm-1750-9.1.pdf>. [Geopend 26 April 2019].
- [42] Mammoet, „TDS - Liebherr LTM 1500 - 8.1,” 6 november 2015. [Online]. Available: <https://www.mammoet.com/siteassets/equipment/cranes/mobile-cranes/all-terrain-cranes/lm-1500-8.1/datasheet-ltm-1500-8.1.pdf>. [Geopend 29 April 2019].
- [43] Mammoet, „TDS - Liebherr LR 1600-2,” 6 November 2015. [Online]. Available: <https://www.mammoet.com/siteassets/equipment/cranes/crawler-cranes/lr-1600-2/datasheet-lr-1600-2.pdf>. [Geopend 26 April 2019].
- [44] Scheuerle, „SPMT - Standard versions,” [Online]. Available: <https://www.scheuerle.com/products/spmt/standard-versions.html>. [Geopend 26 April 2019].
- [45] J. Blaauwendraad, *Plates and FEM : Surprises and Pitfalls*, London: Springer, 2010.
- [46] P. Hoogenboom, „Aantekeningen over wringing,” 26 oktober 2014. [Online]. Available: <http://homepage.tudelft.nl/p3r3s/dictaatwringing.pdf>. [Geopend 28 Februari 2019].
- [47] J. Walraven en C. Braam, *Collegedictaat Prestressed concrete*, delft: TU Delft, 2015.
- [48] „European Assessment Document - EAD-160004-00-0301,” European Organisation for

- Technical Assessment, Brussel, 2016.
- [49] Ooms Producten, [Online]. Available: <https://ooms.nl/specialismen/bijzondere-asfaltconstructies/>. [Geopend 2019 Mei 8].
- [50] Cobouw, „Cobouw,” 5 september 2001. [Online]. Available: https://www.cobouw.nl/bouwbreed/nieuws/2001/09/enneus-heermabrug-geopend-101189653?vakmedianet-approve-cookies=1&_ga=2.98534364.29226372.1557926762-1776482375.1557926762. [Geopend 15 mei 2019].
- [51] Seco, „Secobrug over de IJssel - Zwolle,” [Online]. Available: <https://www.seconed.nl/portfolio-item/brug-over-de-ijssel-zwolle/>. [Geopend 15 Mei 2019].
- [52] A. Bruggeling, Prefabricage in beton, Amsterdam/ Brussel: Agon Elsevier, 1977.

Naast de hier vermelde openbare bronnen moeten ook de technische richtlijnen van Spanbeton en de uitwerking hiervan in talloze Excel programma's vermeld worden als bron van informatie en naslagwerk bij het samenstellen van de rekenmethode gebruikt voor het toetsen van de ontworpen oplossing.

Afbelldingenlijst

De schetsen in dit rapport zijn een eigen ontwerp en gemaakt met Microsoft Visio professional. De afbelldingen van raamwerk- en plaatberekeningen zijn gemaakt met SCIA Engineer de grafieken en diagrammen zijn gemaakt met Microsoft Excel. Met uitzondering van de onderstaande figuren:

- Figuur 1-1 beschikbaar via: https://nl.wikipedia.org/wiki/Knooppunt_Oudenrijn#/media/File:Knooppunt_Oudenrijn_-_RWS_421399.jpg [Geopend 19 mei 2018]
- Figuur 1-2 eigen foto, gemaakt op 17 oktober 2018
- Figuur 1-3 eigen foto, gemaakt op 11 november 2018
- Figuur 2-1 [Geopend 29 oktober 2018] Schermafbeelding afkomstig van Google Maps
- Figuur 2-2 beschikbaar via: <https://www.wegenwiki.nl/Bestand:Doesburgbrug.jpg> [Geopend 26 oktober 2018]
- Figuur 2-3 beschikbaar via: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:SpoorDev.jpg> [Geopend 29-10-2018]
- Figuur 2-4 eigen foto, gemaakt op 17 november 2018
- Figuur 2-5 Schermafbeelding afkomstig van Google Maps. [Geopend 29 november 2018]
- Figuur 2-6 beschikbaar via: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:20130504_Maastricht_Kennedybrug_04.JPG [Geopend 29 november 2018]
- Figuur 2-7 eigen foto, gemaakt op 17 november 2018
- Figuur 2-8 beschikbaar via: <https://www.1limburg.nl/maasbrug-roermond-krijgt-naam-van-tekenaar> [geopend 26 oktober 2018]
- Figuur 2-9 beschikbaar via: https://www.wegenwiki.nl/Bestand:Polbrug_Zutphen.jpg [geopend 29 november 2018]
- Figuur 2-10 beschikbaar via: <https://nl.wikipedia.org/wiki/Bestand:Enneus-heermabrug.jpg> [geopend 29 november 2018]
- Figuur 5-4 C. Rudie, J. Poulson, T. Molas, V. Ryzhikov, „The Replacement of the I-10 Bridges over Escambia Bay,” PCI, 2008.
- Figuur 5-5 beschikbaar via: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1989/1211/1211-005.pdf>. [Geopend 3 Januari 2019].
- Figuur 5-6 eigen foto, gemaakt op 17 november 2018.
- Figuur 5-7 beschikbaar via: <https://www.bd.nl/den-bosch-e-o/liggers-spoorbrug-naar-den-bosch~a7c42cc6/>. [Geopend 24 Januari 2019].
- Figuur 10-20 Afbellding afkomstig uit de brochure van DSI [34]
- Figuur 10-48 beschikbaar via: <https://www.spanbeton.nl/nl/references/item/n201-schiphol-rijk/> [Geopend 27 April 2019]
- Figuur 10-50 beschikbaar via: <https://www.liebherr.com/en/sgp/products/mobile-and-crawler-cranes/crawler-cranes/lr-crawler-cranes/details/lr17502.html> [Geopend 29 April 2019]
- Figuur 10-51 beschikbaar via: <https://www.liebherr.com/en/sgp/products/mobile-and-crawler-cranes/mobile-cranes/lm-mobile-cranes/details/lm150081.html> [Geopend 29 April 2019]

Figuur 10-52 beschikbaar via: <https://www.liebherr.com/en/sgp/products/mobile-and-crawler-cranes/mobile-cranes/lm-mobile-cranes/details/lm175091.html>
[Geopend 29 april 2019]

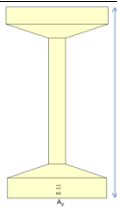

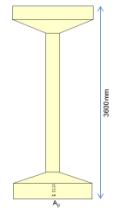
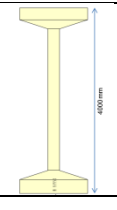
Figuur 10-53 beschikbaar via: <https://www.scheuerle.com/products/self-propelled-transporters/spmt.html> <https://www.scheuerle.com/products/spmt/spmt-f.html>
[geopend 29 april 2019]

Bijlage

Bijlage A - Test constructiehoogte

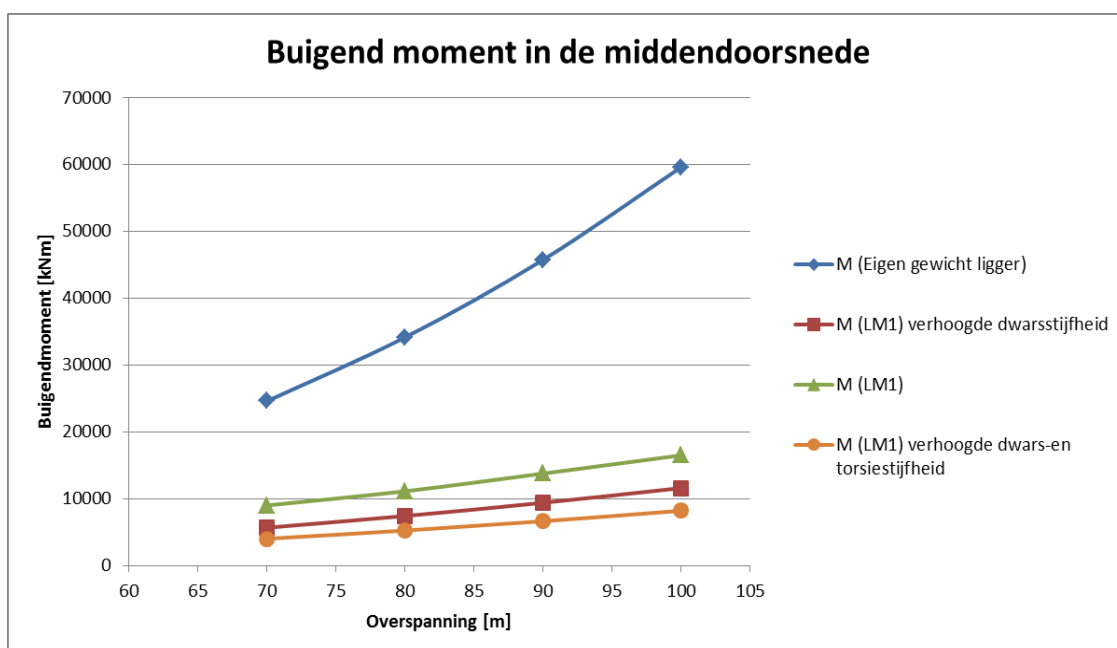
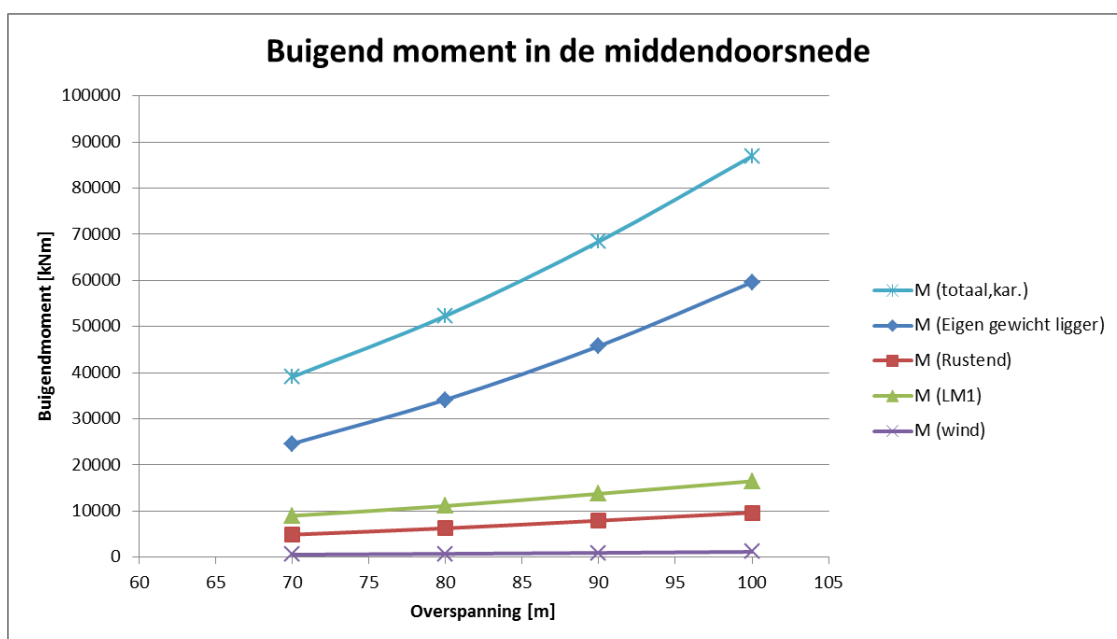
Om een inzicht te krijgen in de constructiehoogte voor een betonnen (ligger) brug is een proefberekening gemaakt voor een overspanning van 70, 80, 90 en 100 meter. Hierbij is de gebruikelijke reken methode van Spanbeton gehanteerd, de belasting is aangenomen zoals die in de ontwerpsituatie is gedefinieerd. Hiervoor is steeds een conservatieve slankheid van $L/25$ aangehouden, dit geeft voor een overspanning van 100 meter een constructiehoogte van 4 meter. Het gebruikte profiel is gebaseerd op de hoge railbalken van Spanbeton waarbij de in het werk gestorte druklaag is verwaarloosd. Ook is de onderflens dikker gemaakt om ruimte te bieden aan de verwachte extra voorspanstrengen die benodigd zijn. Alle profielen hebben een werkende breedte van 1,5 meter.

Vervolgens is het maatgevende buigend moment bepaald uit de krachtsverdeling berekening. Vervolgens is bepaald hoeveel voorspan strengen er noodzakelijk zijn om te voldoen aan de eisen in de uiterste grenstoestand (ULS) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (SLS) en voor de vermoeiingsbelasting. Hierbij is uitgegaan van een betonsterkteklasse van C70/85, deze sterkte klasse voldeed voor alle overspanningen met uitzondering van de 100 meter. Maar met een hogere betonsterkte klasse of een meer geoptimaliseerde doorsnede kan deze ligger wel voldoen.

Overspanning van 70 meter		
D ₁₁	58031 [MNm]	
D ₂₂	204 [MNm]	
D ₁₂	41 [MNm]	
D ₃₃	135 [MNm]	
D ₄₄	6602 [MN/m]	
D ₅₅	3537 [MN/m]	
92 strengen noodzakelijk		
Constructiehoogte: 2800 mm		
Overspanning van 80 meter		
D ₁₁	81128 [MNm]	
D ₂₂	204 [MNm]	
D ₁₂	41 [MNm]	
D ₃₃	138 [MNm]	
D ₄₄	7545 [MN/m]	
D ₅₅	3537 [MN/m]	
110 strengen noodzakelijk		
Constructiehoogte: 3200 mm		
Overspanning van 90 meter		
D ₁₁	108679 [MNm]	
D ₂₂	204 [MNm]	
D ₁₂	41 [MNm]	
D ₃₃	142 [MNm]	
D ₄₄	7488 [MN/m]	
D ₅₅	3537 [MN/m]	
128 strengen noodzakelijk		
Constructiehoogte: 3600 mm		
Overspanning van 100 meter		
D ₁₁	140902 [MNm]	
D ₂₂	204 [MNm]	
D ₁₂	41 [MNm]	
D ₃₃	145 [MNm]	
D ₄₄	9431 [MN/m]	

D ₅₅	3537 [MN/m]	
156 strengen noodzakelijk (met hogere betonsterkte klasse om te voldoen bezwijken van de betondrukzone te voorkomen)		
Constructiehoogte 4000 mm		

De resultaten voor de buigende momenten in de ligger in de maatgevende midden doorsnede zijn weergegeven in de onderstaande grafiek. Hier zijn de karakteristieke waarde van de verschillende componenten van het buigend moment weergegeven. Wat opvalt, is dat het eigengewicht van de ligger 60 tot 70% van het karakteristiek buigend moment levert. Door te besparen op het eigengewicht van de constructie kan dus aanzienlijk bespaard worden op de constructiehoogte en het te gebruiken (voorspan) staal. Door de dwarsstijfheid te vergroten kan het buigende moment door de nuttige belasting meer gespreid worden over de verschillende liggers en dus effectief naar beneden gebracht worden. maar deze extra spreiding mag dan uiteraard niet voor veel extra eigengewicht zorgen.



Met deze resultaten kan geconcludeerd worden dat om een overspanning langer dan 60 meter mogelijk te maken het van belang is om het eigengewicht zo veel mogelijk te reduceren. Het vergroten van de dwarsstijfheid van het brugdek kan bijdragen aan een vermindering van

het maximale buigende langs moment maar dit is pas echt effectief als eerst het eigengewicht gereduceerd wordt en dit ook niet teveel toeneemt door het verbeteren van de dwarsstijfheid.

Bijlage B1 - Eigengewicht 3 liggerdelen

Om een inzicht te krijgen wat de ideale lengte van de liggerdelen is om de 3-delige combinatieliggerbrug te bouwen is met behulp van een geschatte doorsnede een berekening gemaakt van het gewicht van de liggerdelen. Hierbij is het doel om een zo lang mogelijk middendeel te hebben, dan kan immers de voorspanning zo efficiënt mogelijk in de doorsnede geplaatst worden. Maar voor het transport is een maximaal gewicht van 160 ton per liggerdeel.

De doorsnede bestaat uit een I-vormig profiel met een breedte van 2000 mm, de bovenflens heeft een dikte van 350 mm en de onderflens een dikte van 320 mm. ook is de onderflens afgeschuind met een hoek van ongeveer 5,7 graden (1:10). Ook zijn in de onderflens gaten aangebracht voor de voorspan kanalen. Dit betreft 8 kanalen met een diameter van 122 mm voldoende voor 27 voorspanstrengen Y1860S7 Ø15,7 per voorspankanaal [28, p. 30], dus 216 strengen per ligger. Voor de bepaling van het eigengewicht is gerekend met deze doorsnede continue over de volledige ligger lengte. De hoogte van het profiel is berekend met de formule $l_{th}/32$. Tevens is gerekend is met een soortelijke massa van beton van 26 kN/m^3 . Indien een element lengte onvoldoende is om de overspanning te halen is deze waarde doorgestreept. Groene mogelijkheden zijn zeker te transporteren, waarde tussen de 150 en 170 ton zijn gemarkeerd als geel, kritisch en rode opties zijn zeker te zwaar voor transport

Voor de korter over spanningen, 70 en 80 meter is het mogelijk het profiel lichter uit te voeren, met een dunner gemaakte onder- en bovenflens. Dit is mogelijk omdat het buigende moment in de doorsnede kwadratisch stijgt afhankelijk van de overspanning lengte, terwijl de hoogte lineair stijgt met de overspanningslengte, er is dus een kleiner kracht in de druk en trek zone noodzakelijk om de gewenste momentcapaciteit te leveren. Daarom is dezelfde berekening herhaald voor de 70 en 80 meter overspanning, maar dan met een bovenflens dikte van 300 mm en een onderflens dikte van 280 mm.

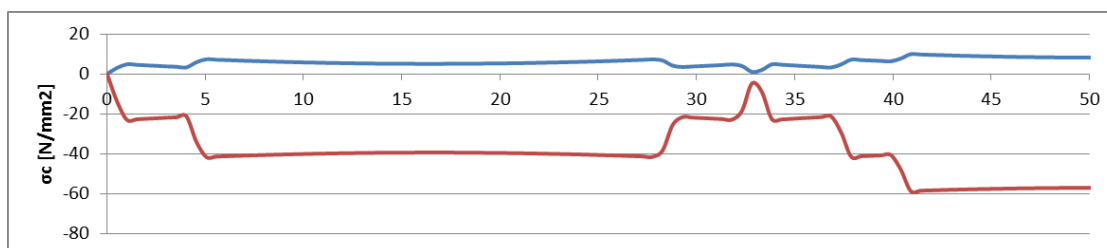
Overspanning:	70 meter*	80 meter*	90 meter	100 meter	110 meter
Lengte middelste liggerdeel:					
25 meter	95 [ton]	110 [ton]			
30 meter	115 [ton]	132 [ton]	137 [ton]		
35 meter	134 [ton]	139 [ton]	160 [ton]	167 [ton]	
40 meter	153 [ton]	159 [ton]	183 [ton]	191 [ton]	196 [ton]
45 meter	172 [ton]	179 [ton]	205 [ton]	215 [ton]	220 [ton]
50 meter	191 [ton]	299 [ton]	228 [ton]	238 [ton]	245 [ton]
55 meter	210 [ton]	219 [ton]	251 [ton]	262 [ton]	269 [ton]

* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.

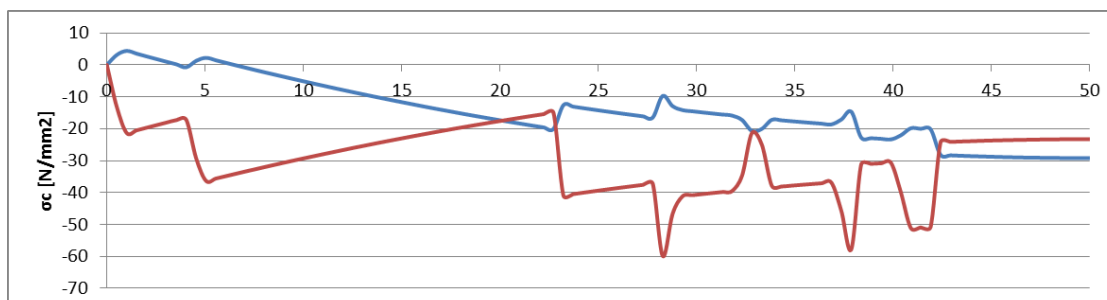
Bijlage B2 - Ligger koppeling met voorspanstaven

Een mogelijk koppelmethode voor de combinatieliggerbrug is met behulp van span staven zoals deze beschreven is als variant 3 voor de trek zone. Dit lijkt een geschikte koppelmethode omdat lokaal bij de koppeling waar geen voorspanning heerst door het voorgerekte staal heerst toch voldoende drukspanning gerealiseerd kan worden. om te controleren of deze variant mogelijk is een doorsnede berekening gemaakt voor een 100 meter combinatieliggerbrug met een profiel hoogte van 3200 mm. de spanningen in de onder- en bovenkant van de flens zijn getekend. Voor het spannen van de individuele liggerdelen, de voorspanning tijden het maken van de koppeling en onder de karakteristieke belasting. in deze berekening is conservatief uitgegaan van een on gescheurde doorsnede in de

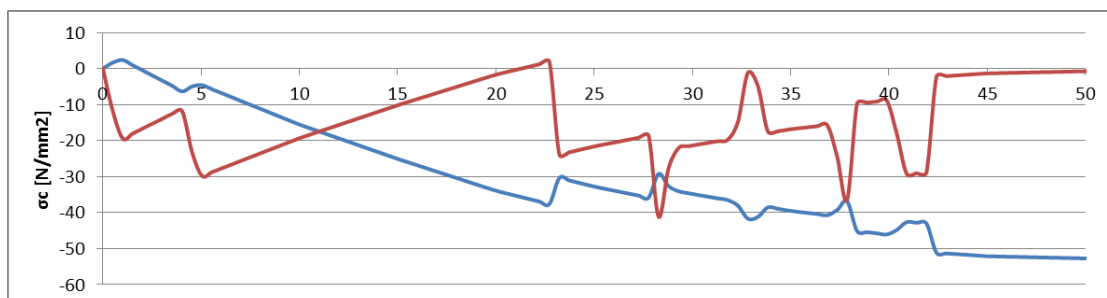
bruikbaarheidsgrenstoestand. In de grafiek geldt rood is de betonspanning aan de onderzijde van het profiel, blauw is de betonspanning aan de bovenzijde van het profiel



Figuur 0-1 een grafiek van de betonspanningen bij het spannen van het voorgerekte staal, de splitsing tussen de liggerdelen ligt op 33 meter en slechts de helft van de constructie is geplot.



Figuur 0-2 een grafiek van de betonspanningen bij het spannen van de spanstaven.



Figuur 0-3 een grafiek van de betonspanningen onder der karakteristieke belasting combinatie

Uit deze grafiek kan een aantal dingen geconcludeerd worden over de mogelijke koppeling alleen met spanstaven op de locatie van de koppeling tussen de liggerdelen. Omdat de spanstaven alleen over een korte lengte aangebracht worden zal de volledige momentcapaciteit in de midden doorsnede geleverd moeten worden door de voorspanning met voorgerekte staal. Maar de benodigde hoeveelheid voorspanstaal (in dit voorbeeld 210 strengen Y1860S7 Ø15,7) kan niet worden in gebracht in de fabriek. In Figuur 0-1 is echter te zien dat deze hoeveelheid voorspanstaal leidt tot een overschrijding van de maximale beton trekspanning en de maximale beton druk spanning. De oorzaak hiervan ligt in de beperkt lengte van de liggerdelen zodat er slecht een relatief klein buigend moment door het eigengewicht in de individuele liggerdelen aanwezig is. Dit eigengewicht kan dus veel minder gebruikt worden om de betonspanningen door het eigengewicht onder controle te houden. Alleen al hierom is de koppeling, alleen met spanstaven niet mogelijk.

	Voorspanning			Onthechting [m]	
	z [mm]	aantal	Ap [mm]	xstart	xeind
1	62	70	10500	0	33
2	62	70	10500	33	68
3	75	70	10500	4	29
4	75	70	10500	37	64
5	75	70	10500	40	60
9	200	80	12000	23	42

10

200	80	12000	28	38
-----	----	-------	----	----

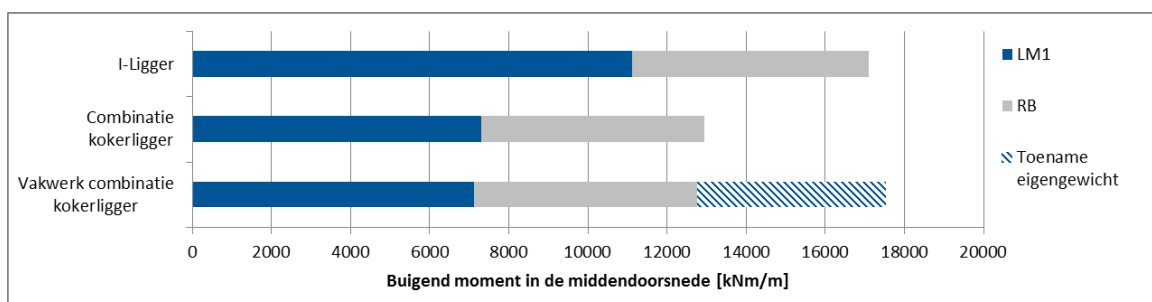
Bijlage B3 - Vakwerkcombinatiekoker en D₅₅

De vakwerk combinatie kokerligger zoals geschetst voor de ligger doorsnede heeft de mogelijkheid om een zeer goede belasting spreiding te realiseren door de grote dwarsafschuiftijfheid. Tegelijkertijd bestaat het risico dat door de schuine lijven zoveel extra gewicht wordt toegevoegd dat het voordeel van de betere belastingspreiding teniet gedaan wordt. Om dit te controleren zal de vakwerkcombinatie kokerligger vergeleken worden met de combinatie kokerligger met externe voorspanning. In beide gevallen wordt ervanuit gegaan dat de dwarsvoorspanning is gerealiseerd door middel van externe voorspanning en dat daarom voor deze berekening geen extra gewicht voor dit in rekening gebracht hoeft te worden.

De orthotrope stijfheden voor de combinatie kokerligger doorsnede zijn bepaald volgens bijlage C1. De orthotrope stijfheden voor de vakwerk combinatie kokerligger zijn op dezelfde manier bepaald met uitzondering van de D₅₅, deze is geschat door simpelweg de bestaande D₅₅ met een factor 100 te vermenigvuldigen, zodat deze van dezelfde orde grote wordt als de D₄₄. Deze verandering zorgt voor slechts een minimale verlaging van het maximale buigend moment. Deze D₅₅ heeft dus bijzonder weinig invloed op de spreiding van de belasting. Een exacte berekening van deze D₅₅ is dus niet nodig om aan te tonen dat de hoge dwarsafschuiftijfheid van de vakwerk combinatie kokerligger niet zinvol is om het maximale buigende moment in de ligger te verminderen. Terwijl deze dubbel lijven wel zullen zorgen voor een gewichtstoename van de constructie, dit is in de onderstaande grafiek in het groen geplot. Daaruit kan geconcludeerd worden dat de vakwerkcombinatiekoker effectief een hoger maximaal buigend moment in de midden doorsnede zal hebben dan een standaard I-ligger.

Combinatie kokerligger		I-ligger zonder doorverbonden onderflens		Vakwerk combinatie kokerliggers	
D ₁₁	66191 [MNm]	D ₁₁	66191 [MNm]	D ₁₁	69605 [MNm]
D ₂₂	60141 [MNm]	D ₂₂	81 [MNm]	D ₂₂	60141 [MNm]
D ₁₂	12028 [MNm]	D ₁₂	16 [MNm]	D ₁₂	12028 [MNm]
D ₃₃	14541 [MNm]	D ₃₃	44 [MNm]	D ₃₃	15661 [MNm]
D ₄₄	4848 [MN/m]	D ₄₄	4848 [MN/m]	D ₄₄	7660 [MN/m]
D ₅₅	29 [MN/m]	D ₅₅	2651 [MN/m]	D ₅₅	2900 [MN/m]

De dikte van de lijven van de vakwerkcombinatiekokerligger is geschat op 160 mm, dezelfde dikte die nu toegepast wordt op de lijven van de kokerliggers. Deze dikte is gemeten in de horizontale richting.



In het algemeen is dus te stellen dat het vergroten van de dwarsafschuiftijfheid, de D₅₅ in het orthotrope plaat model. Bijzonder weinig invloed heeft op spreiding van de belasting. Toch moet deze waarde nauwkeurig bepaald worden, dit om uiteindelijk de krachten door de dwarsafschuiving goed te voorspellen. Het vergroten van de dwarsafschuiftijfheid, door bijvoorbeeld de dikte van het lijf in de combinatiekokerligger moet dus alleen gebeuren om te garanderen dat deze krachten voldoende kunnen worden afgedragen door de constructie.

Bijlage B4 - Eigengewicht 5 liggerdelen

Om een inzicht te krijgen wat de ideale lengte van de liggerdelen is om de 5-delige combinatieliggerbrug te bouwen is met behulp van een geschatte doorsnede een berekening

gemaakt van het gewicht van de liggerdelen. Hierbij is het doel om een zo lang mogelijk middendeel te hebben, dan kan immers de voorspanning zo efficiënt mogelijk in de doorsnede geplaatst worden. Maar voor het transport is een maximaal gewicht van 160 ton per liggerdeel, voor deze relatief korte segmenten zal een gewicht tussen de 120 en 160 ton als kritisch worden gemarkeerd, door de relatief beperkte lengte van 20 meter kan de belasting immers minder gespreid worden.

De doorsnede bestaat uit een I-vormig profiel met een breedte variabele breedte, de bovenflens heeft een dikte van 350 mm en de onderflens een dikte van 320 mm. De lijf dikte is zo gekozen dat $V_{ed} < FR_{d,max}$ (de betondrukdiagonaal bezwijkt niet bij een hoek van 21,8 graden). De onderflens is afgeschuind met een hoek van ongeveer 5,7 graden (1:10). Ook zijn in de onderflens gaten aangebracht voor de voorspan kanalen. Dit betreft 8 kanalen met een diameter van 122 mm voldoende voor 27 voorspanstrengen Y1860S7 Ø15,7 per voorspankanaal [28, p. 30]. Voor de bepaling van het eigengewicht is gerekend met deze doorsnede continue over de volledige ligger lengte. De hoogte van het profiel is berekend met de formule $lengte\ overspanning/32$. Tevens is gerekend is met een soortelijke massa van beton van 26 kN/m^3 . Indien een element lengte onvoldoende is om de overspanning te halen is deze waarde doorgestreept. Groene mogelijkheden zijn zeker te transporteren, waarde tussen de 120 en 160 ton zijn gemarkeerd als geel, kritisch en rood gemarkeerde opties zijn zeker te zwaar voor transport. Liggerdelen met een gewicht lager tot 100 ton hebben nog als extra voordeel dat deze zeer waarschijnlijk zonder begeleiding vervoerd kunnen worden.

Overspanning:	70 meter*	80 meter*	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het liggerdeel / flens dikte:	(4 liggerdelen)	(4 liggerdelen)	(5 liggerdelen)	(5 liggerdelen)	(6 liggerdelen)
2000 mm/ 200 mm	82 [ton]	80 [ton]	90 [ton]	95 [ton]	98 [ton]
2250 mm/ 200 mm	84 [ton]	87 [ton]	100 [ton]	104 [ton]	107 [ton]
2500 mm/ 200 mm	91 [ton]	95 [ton]	109 [ton]	113 [ton]	115 [ton]
2750 mm/ 230 mm	102 [ton]	105 [ton]	120 [ton]	124 [ton]	127 [ton]
3000 mm/ 250 mm	111 [ton]	115 [ton]	132 [ton]	137 [ton]	140 [ton]

* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.

Dezelfde berekening is herhaald voor een liggerdeel lengte van 25 meter, zodat een overspanning van 100 meter uit 4 delen zal bestaan.

Overspanning:	70 meter*	80 meter*	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het liggerdeel / flens dikte:	(3 liggerdelen)	(4 liggerdelen)	(4 liggerdelen)	(4 liggerdelen)	(5 liggerdelen)
2000 mm/ 200 mm	95 [ton]	100 [ton]	114 [ton]	119 [ton]	122 [ton]
2250 mm/ 200 mm	105 [ton]	109 [ton]	125 [ton]	130 [ton]	133 [ton]
2500 mm/ 200 mm	114 [ton]	118 [ton]	136 [ton]	141 [ton]	144 [ton]
2750 mm/ 230 mm	127 [ton]	132 [ton]	151 [ton]	157 [ton]	160 [ton]
3000 mm/ 250 mm	138 [ton]	143 [ton]	165 [ton]	171 [ton]	175 [ton]

* Voor de overspanningen van 70 en 80 meter is gerekend met een dunnere onder- en bovenflens van 280 en 300 mm.

Bijlage B5 - Eigengewicht segmenten variant 3

Om een inzicht te krijgen in het vermoedelijke gewicht per segment voor de variant 3 is een berekening gemaakt voor de segmentgewichten bij verschillende overspanningen. Hierbij is gekozen om de overspanning en de breedte van het brugdek te laten variëren. De hoogte van de segmenten is geschat met de formule: lengte overspanning/32. Aangenomen is dat de bovenflens een dikte heeft van 300 mm, de onderflens een dikte van 200 millimeter dit is geschat aan de hand van de minimale waarde van 150 mm + de extra ruimte die noodzakelijk is voor de interne voorspankanalen [9, p. 18]. De lijven hebben een geschatte breedte van 400. De breedte van de holle ruimte varieert afhankelijk van de brugdekbreedte, het aantal holle ruimte wordt zo gekozen dat de breedte van deze holle ruimte rond de 4 meter is, hierdoor hoeft de effectieve breedte van de bovenflens niet gereduceerd te worden vanwege "shear lag". De dikte van de segmenten is gelijk gehouden op 3000 mm. in de volgende tabel zal deze breedte variëren en zal de overspanning gelijk blijven. Er is gerekend met een soortelijke massa voor beton van 26 kN/m³. Groene mogelijkheden zijn zeker te transporteren, waarde tussen de 100 en 140 ton zijn gemarkeerd als geel, kritisch en rode opties zijn zeker te zwaar voor transport.

Overspanning:	70 meter	80 meter	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het brugdek:					
10 meter	55 [ton]	58 [ton]	61 [ton]	64 [ton]	66 [ton]
15 meter	80 [ton]	83 [ton]	87 [ton]	92 [ton]	95 [ton]
17,8 meter	96 [ton]	101 [ton]	105 [ton]	112 [ton]	115 [ton]
20 meter	110 [ton]	115 [ton]	121 [ton]	129 [ton]	133 [ton]
25 meter	134 [ton]	141 [ton]	148 [ton]	156 [ton]	162 [ton]
30 meter	159 [ton]	167 [ton]	175 [ton]	184 [ton]	190 [ton]

Tenslotte is een gelijkwaardige berekening herhaald voor de segmenten, hierbij is de overspanning en dus de segment hoogte constant gehouden, terwijl de dikte van de segmenten is gevarieerd.

Segmentdikte:	1500 mm	2000 mm	2500 mm	3000 mm	3500 mm
Breedte van het brugdek:					
10 meter	32 [ton]	43 [ton]	54 [ton]	64 [ton]	75 [ton]
15 meter	46 [ton]	61 [ton]	77 [ton]	92 [ton]	108 [ton]
17,8 meter	56 [ton]	74 [ton]	93 [ton]	112 [ton]	130 [ton]
20 meter	64 [ton]	86 [ton]	107 [ton]	129 [ton]	150 [ton]
25 meter	78 [ton]	104 [ton]	130 [ton]	156 [ton]	183 [ton]
30 meter	92 [ton]	132 [ton]	147 [ton]	184 [ton]	205 [ton]

Bijlage B6 - Eigengewicht segmenten variant 4

Om een inzicht te krijgen in het vermoedelijke gewicht per segment voor de variant 3 is een berekening gemaakt voor de segmentgewichten bij verschillende overspanningen. Hierbij is gekozen om de overspanning en de breedte van het brugdek te laten variëren. De hoogte van de segmenten is geschat met de formule: lengte overspanning/32. Aangenomen is dat de bovenflens een dikte heeft van 420 mm (deze extra dikte is noodzakelijk om bezwijken van de betondrukzone te voorkomen, zie bijlage F2), de onderflens een dikte van 225 mm. Deze is geschat met behulp van de minimale waarde van 150 mm volgens NEN-EN 1992-2 NB [33, p. 18], een extra marge van 25 mm voor de afbuigpunten. En een marge van 50 mm om de interne vakwerken te simuleren. De rand lijven hebben een geschatte breedte van 500. Aangenomen is dat de lijven recht lopen, de onder en bovenflens van de doorsnede zijn dus even lang. De dikte van de segmenten is gelijk gehouden op 3000 mm. in de volgende tabel zal deze breedte variëren en zal de overspanning gelijk blijven. Er is gerekend met een

soortelijke massa voor beton van 26 kN/m³. Groene mogelijkheden zijn zeker te transporteren, waarde tussen de 100 en 140 ton zijn gemarkeerd als geel, kritisch en rode opties zijn zeker te zwaar voor transport.

De segmenten van variant 4, de ruimtevakwerk segmentbrug Deze segmenten worden tegen elkaar aangestort zodat er rekening gehouden moet worden met het 'bowing effect'. Hierbij vervormen de segmenten die als mal dienen door de hydratatie warmte van het vers gestorte beton dit speelt vooral een rol bij segmenten waarbij de verhouding tussen de breedte en de dikte groter wordt dan 6 – 7. Segmenten waarbij dit het geval is zijn gemarkeerd omdat deze niet geproduceerd kunnen worden zonder extra maatregelen.

Overspanning:	70 meter	80 meter	90 meter	100 meter	110 meter
Breedte van het brugdek:					
10 meter	63 [ton]	66 [ton]	68 [ton]	71 [ton]	73 [ton]
15 meter	89 [ton]	91 [ton]	93 [ton]	96 [ton]	98 [ton]
17,8 meter	102 [ton]	105 [ton]	107 [ton]	110 [ton]	112 [ton]
20 meter	114 [ton]*	116 [ton]*	119 [ton]*	121 [ton]*	124 [ton]*
25 meter	135 [ton]*	138 [ton]*	140 [ton]*	132 [ton]*	145 [ton]*
30 meter	179 [ton]*	167 [ton]*	169 [ton]*	172 [ton]*	174 [ton]*

* Segmenten met een breedte/ dikte verhouding groter dan 7

Tenslotte is een gelijkwaardige berekening herhaald voor de segmenten, hierbij is de overspanning en dus de segment hoogte constant gehouden, terwijl de dikte van de segmenten is gevarieerd. Hierdoor is gelijk te zien dat een dikte van 3 meter de meest logische keuze is wat betreft het 'bowing effect' en het transport van de segmenten. Het nadeel is wel dat met dit segment geen brede brugdekken gebouwd kunnen worden.

Segmentdikte:	1500 mm	2000 mm	2500 mm	3000 mm	3500 mm
Breedte van het brugdek:					
10 meter	35 [ton]*	47 [ton]	58 [ton]	71 [ton]	81 [ton]
15 meter	48 [ton]*	64 [ton]*	80 [ton]	96 [ton]	111 [ton]
17,8 meter	55 [ton]*	74 [ton]*	92 [ton]*	110 [ton]	127 [ton]
20 meter	61 [ton]*	83 [ton]*	101 [ton]*	121 [ton]*	140 [ton]
25 meter	73 [ton]*	100 [ton]*	118 [ton]*	145 [ton]*	169 [ton]*
30 meter	86 [ton]*	114 [ton]*	143 [ton]*	172 [ton]*	199 [ton]*

* Segmenten met een breedte/ dikte verhouding groter dan 7

Bijlage B7 - Gevolgen openklappen voegen

Voor variant 4 is een globale proefberekening gemaakt om te controleren of het mogelijk is om een segmentbrug te bouwen van 100 meter met een constructiehoogte van 3,2 meter

Indien een segmentbrug alleen is voorgespannen door middel van externe niet hechtende voorspanning zullen de voegen tussen de segmenten openklappen in de uiterste grenstoestand. Dit openklappen zorgt voor een sterke afname van de torsiestijfheid van het brugdek. De doorsnede wordt gecontroleerd voor een 2 meter breed stuk van het brugdek, waarbij alleen de onder- en bovenflens geschematiseerd zijn met een dikte van 320 en 150 mm.

Geschat wordt dat het buigende moment door LM1 en RB 20% zal toenemen vergeleken met de brekende waarde voor de combinatie kokerligger. Geschat is dat het buigend moment door het eigengewicht met 25% zal afnemen ten opzichten van de combinatie kokerligger, het eigengewicht wordt dus niet vanuit het doorsnede oppervlakte brekend, om het gewicht van

de randlijven, het ruimtevakwerk en de afbuigpunten niet te verwaarlozen, de 25% is een schatting die volgt uit de tegengewicht berekeningen voor de prefab elementen.

De doorsnede is gecontroleerd door middel van spandrsn waarbij aangenomen wordt dat de spanning in het voorspanstaal maximaal 50 N/mm² kan toenemen na decompressie volgens NEN-EN 1992-1-1 NB.

Uit de berekening volgt dat de gekozen dikte van de doorsnede te groot is, maar door deze te laten toenemen tot 420m kan evenwicht gevonden worden, maar in dit geval zal het segmentgewicht ook toenemen, zodat transport een groter probleem dreigt te worden voor brede brugdekken. Of ingeval van een kleinere segmentdikte het 'bowing effect'

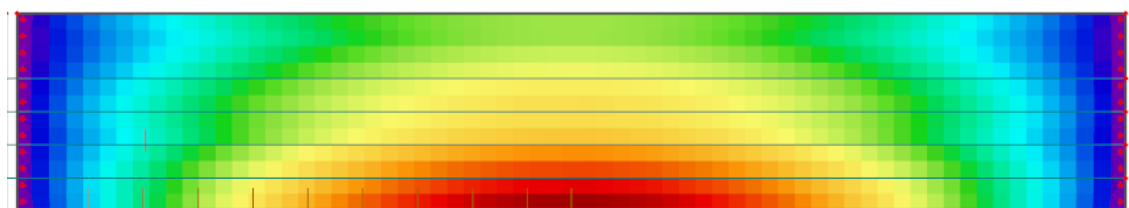
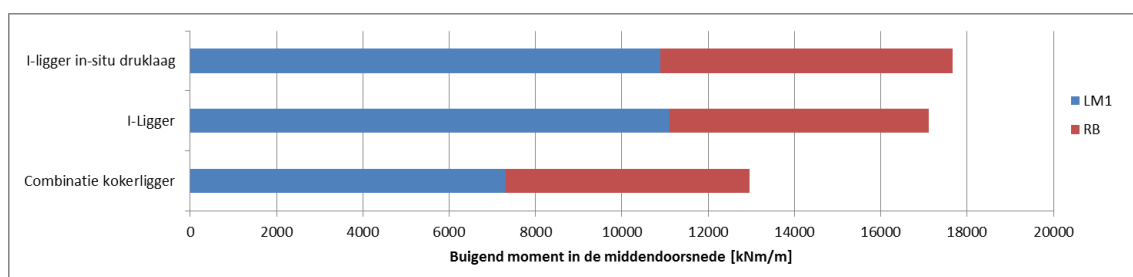
Bijlage B8 - Dwarsspreiding van de Combinatie kokerligger

Om een inzicht te krijgen hoe goed de combinatie kokerligger de belasting kan spreiden over het brugdek en daardoor het maximale buigende moment per ligger te verminderen is een berekening gemaakt waarin de buigende momenten in de ligger doorsnede 3 type doorsnede vergeleken wordt, namelijk: de combinatie kokerligger, een combinatiekokerligger zonder doorverbonden onderflens en een gelijk liggertype met een 230 mm dikke bovenflens uit standaard gewapend beton, met een betonsterkteklasse van C30/37.

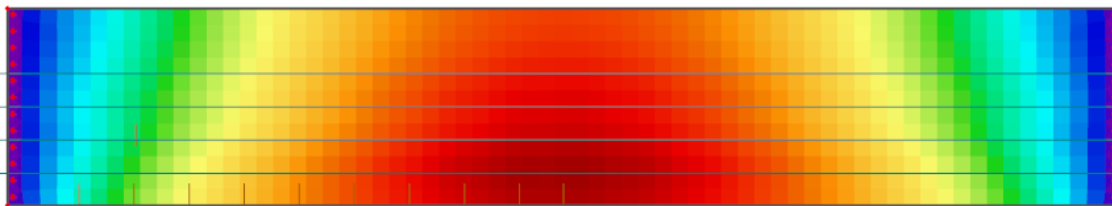
Combinatie kokerligger		Zonder doorverbonden onderflens		Met 230 mm druklaag in C30/37*	
D ₁₁	66191 [MNm]	D ₁₁	66191 [MNm]	D ₁₁	66191 [MNm]
D ₂₂	60141 [MNm]	D ₂₂	81 [MNm]	D ₂₂	17 [MNm]
D ₁₂	12028 [MNm]	D ₁₂	16 [MNm]	D ₁₂	3 [MNm]
D ₃₃	14541 [MNm]	D ₃₃	44 [MNm]	D ₃₃	44 [MNm]
D ₄₄	4848 [MN/m]	D ₄₄	4848 [MN/m]	D ₄₄	4848 [MN/m]
D ₅₅	29 [MN/m]	D ₅₅	2651 [MN/m]	D ₅₅	1311 [MN/m]

*bij dit type profiel zijn alleen de D₂₂, D₂₁ en de D₅₅ aangepast om zo een stijfheidsmatrix te krijgen die meer ligt in de buurt van de huidige railbalkliggers, die niet bestaan in de gebruikte constructiehoogte van 3,2 meter.

In het onderstaande diagram zijn de resultaten van de berekening getoond. Hierbij is zichtbaar dat de Combinatie kokerligger resulteert in een 25 % lager buigende moment in de midden doorsnede vergelijkbaar met even hoge I-profielen, dus zonder doorverbonden onderflens. Opgemerkt moet worden dat dit verschil nog hoger zou liggen indien de hoogte van de I-profielen aangepast wordt aan het groter buigende moment dat deze moet weerstaan. Omdat de buigstijfheid in de lengterichting dan verder zal toenemen, zal de belasting spreiding verder dalen.



Omhullend maximaal buigend moment in de lengterichting voor I-liggers

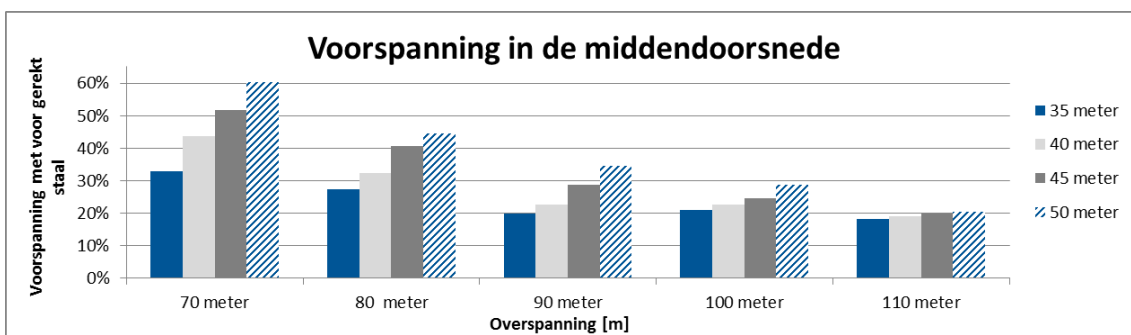


Omhullend maximaal buigend moment in de lengterichting voor de combinatie kokerliggers

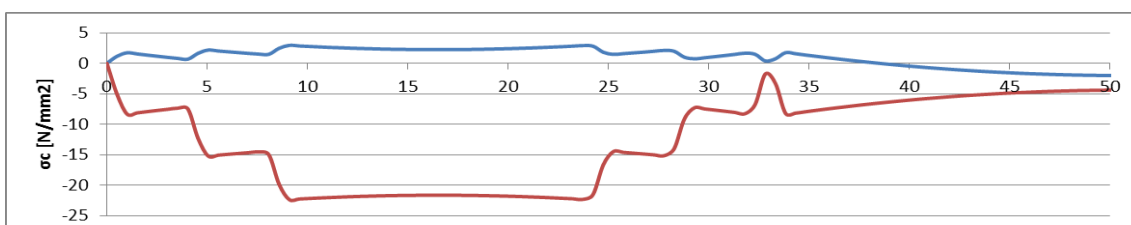
Bijlage B9 - Voorspanning in de 3-delige ligger

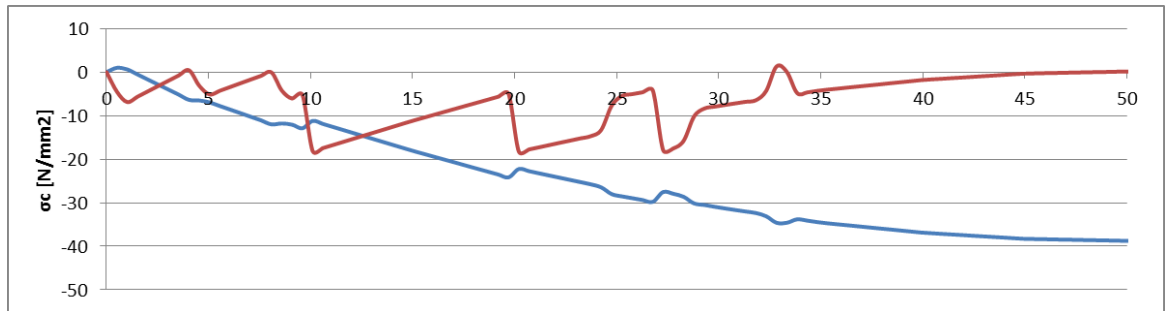
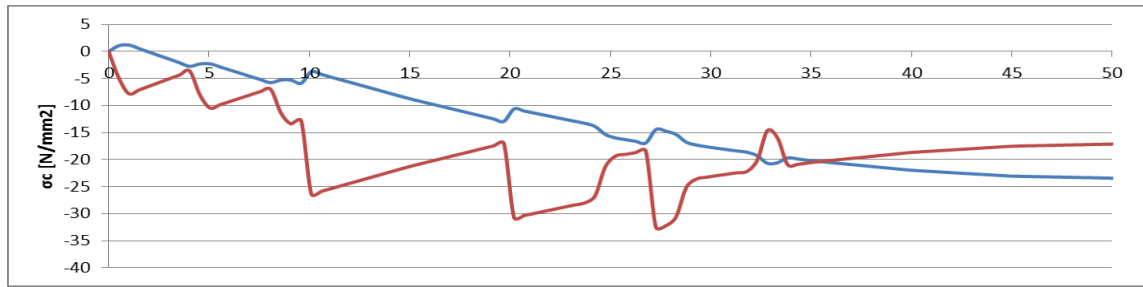
In variant 1 wordt gebruik gemaakt van een combinatie van voorspanning met voor en nagerekt staal in de lengterichting. Om een idee te krijgen hoe deze voorspanning gecombineerd kan worden is een globale berekening gemaakt van de voorspanning in de lengterichting. Hierbij is gekeken naar een situatie met een drukspanning in de onderflens voor de karakteristiek belasting. de voorspanning met nagerekt staal (de 2^e fase) is bepaald door de drukspanning te controleren ter plaatse van de liggerkoppeling. De benodigde hoeveelheid voorspanning in de onderflens is vervolgens bepaald door dezelfde controle uit te voeren voor de midden doorsnede, om zo ook daar geen trekspanning te hebben. De bepaalde hoeveelheid voorspanning is omgerekend naar een percentage om zo een globaal idee te krijgen hoe deze voorspanning gecombineerd kan worden.

Bij deze berekening is om onnodig rekenwerk te voorkomen besloten de doorsnede niet aan te passen aan de overspanning, ook zijn de buigende momenten volgend uit de krachtsverdeling niet berekend voor elk brugdek, maar slechts geschaald met de lengte, het eigengewicht, ongeveer 70% van de belasting is wel exact berekend. Door deze vereenvoudiging zijn afwijkingen in de percentages bij een meer gedetailleerde berekening mogelijk, maar het beschreven effect, meer voorspanning met voorgerekt staal bij een relatief langer midden liggerdeel zal behouden blijven.



Hieronder is een grafiek geplaatst van de betonspanningen in de onder en bovenzijde van de halve totale ligger voor een aangebracht voorspanning volgens de onderstaande tabel. De rode lijn is hierbij de betonspanning in de onderste vezel van de doorsnede en blauw de betonspanning in de bovenste vezel. De eerste grafiek is direct na het spannen van de voorspanning met voorgerekt staal. De tweede grafiek is na het spannen van de voorspanning met nagerekt staal. De derde grafiek is onder de karakteristieke belasting.





Voorspanning met voorgerekt staal:

z [mm]	aantal	Ap [mm]	xstart	Xeind
62	30	4500	0	33
62	30	4500	33	68
62	30	4500	4	29
62	30	4500	8	25

Voorspanning met nagerekt staal

Voorspanning			locatie [m]	
z [mm]	aantal	Ap [mm]	xstart	Xeind
141	50	7500	10	91
141	50	7500	20	81
141	50	7500	27	74

In deze grafieken is goed zichtbaar dat de voorspanning zowel op het buigende moment bij de koppeling als in de midden doorsnede ontworpen moet worden. Ook moet vermeld worden dat de 180 strengen Y1860S7 Ø15,7 die nu vermeld staan als voorspanning niet voldoende is voor de uiterste grenstoestand. Hiervoor zijn ongeveer 210 voorspanstrengen noodzakelijk.

Bijlage B10 - Gevolgen in-situ druklaag

Om een inzicht te krijgen in de gevolgen van een druklaag voor de constructie, is een aantal mala hetzelfde profiel, met een bovenflens waarvan een steeds groter deel uitgevoerd wordt als druklaag in de sterkte klasse C50/60. De hoeveelheid voorspanstaal is constant gehouden. Effecten door twee fase voorspanning, met voor- en nagerekt staal zijn niet meegenomen, alle voorspanning is gerekend als voorspanning met voorgerekt staal. Er is gerekend met CC3. De doorsnede is met behulp van SpanDrsn gecontroleerd.

Trapezia:	h1	h2	b1	b2
1	0	320	1980	1980
2	320	409	1980	200
3	409	2850	200	200
4	2850	2850	200	200
5	2850	3200	1980	1980

Druklaag dikte:	UGT M_{Rd} [kNm]	Voorspan strengen	Opmerkingen:
0 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	125611	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Profiel onder druk in SLS
100 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	121259	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Profiel onder druk in SLS Controle Xu/d faalt
150 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	118414	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Bezwijkt en xu/d voldoet niet
200 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	113675	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Bezwijkt en xu/d voldoet niet
250 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	108678	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Bezwijkt en xu/d voldoet niet

Druklaag dikte:	UGT: M_{Rd} / M_{Ed} [kNm]	Voorspan strengen	Opmerkingen:
0 mm druklaag/ Totale hoogte: 3200 mm	125611/ 121259	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	
100 mm druklaag/ Totale hoogte: 3300 mm	131604/ 130009	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Toets Xu/d voldoet ruim
150 mm druklaag/ Totale hoogte: 3350 mm	134594/ 134384	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Toets Xu/d voldoet ruim
200 mm druklaag/ Totale hoogte: 3400 mm	137693/ 138759	25 keer op 62 mm 170 keer op 195 mm	Doorsnede bezwijkt, meer staal noodzakelijk.
Ook extra eigengewicht door druklaag verwerkt in M_{Ed}			

Het probleem bij de in-situ druklaag is de lagere beton sterkte niet zo zeer de mindere effectieve voorspanning, deze minder effectieve voorspanning is namelijk niet maatgevend voor de SLS. Dit komt om dat ULS de maatgevende situatie is voor deze doorsnede, dit waarschijnlijk ook doordat gekozen is voor CC3. Dit kan ook samenhangen met de gekozen slankheid in relatie tot de hoge belasting. bij de profiel hoogte van 3200 mm voldoet Xu/d dan net. It is wel een voordeel voor de koppeling, als deze toch volledig voorgespannen moet zijn om aan de ULS te voldoen is het misschien handiger om voor een onderdruk staande ongewapende koppeling te kiezen die minder werk kost om te maken. Maar aan de druk eis voldoet de koppeling toch al, omdat de minimale druk al gehaald wordt door het staal dat benodigd is voor de UGT.

Een andere mogelijkheid is dat de in-situ druklaag zorgt voor een dergelijk reductie in het eigengewicht van het middelste liggerdeel dat deze dusdanig verlengt kan worden en dat er daardoor een besparing op het eigengewicht van de onderflens behaald kan worden.

Bijlage C1 - Berekening torsie- en afschuifstijfheid

$$\begin{aligned}
 > qb4 := \frac{w4}{d_boven} \cdot S1; qb3 := \frac{w3}{d_boven} \cdot S1; qb2 := \frac{w2}{d_boven} \cdot S1; qb1 := \frac{w1}{d_boven} \cdot S1; \\
 & \quad qb4 := \frac{w4 S1}{d_boven} \\
 & \quad qb3 := \frac{w3 S1}{d_boven} \\
 & \quad qb2 := \frac{w2 S1}{d_boven} \\
 & \quad qb1 := \frac{w1 S1}{d_boven}
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 > qo4 := \frac{w4}{d_onder} \cdot S1; qo3 := \frac{w3}{d_onder} \cdot S1; qo2 := \frac{w2}{d_onder} \cdot S1; qo1 := \frac{w1}{d_onder} \cdot S1; \\
 & \quad qo4 := \frac{w4 S1}{d_onder} \\
 & \quad qo3 := \frac{w3 S1}{d_onder} \\
 & \quad qo2 := \frac{w2 S1}{d_onder} \\
 & \quad qo1 := \frac{w1 S1}{d_onder}
 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
 > q34 := \frac{S2 \cdot (w4 - w3)}{b_lijf}; q23 := \frac{S2 \cdot (w3 - w2)}{b_lijf}; q12 := \frac{S2 \cdot (w2 - w1)}{b_lijf}; q01 := \frac{S2 \cdot (w1)}{b_lijf} \\
 & \quad q34 := \frac{S2 (w4 - w3)}{b_lijf} \\
 & \quad q23 := \frac{S2 (w3 - w2)}{b_lijf} \\
 & \quad q12 := \frac{S2 (w2 - w1)}{b_lijf} \\
 & \quad q01 := \frac{S2 w1}{b_lijf}
 \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
 > pl1 := p \cdot beff \cdot heff = beff \cdot qb4 + beff \cdot qo4 + heff \cdot q34; \\
 & \quad pl2 := p \cdot beff \cdot heff = beff \cdot qb3 + beff \cdot qo3 + heff \cdot q23 - heff \cdot q34; \\
 & \quad pl3 := p \cdot beff \cdot heff = beff \cdot qb2 + beff \cdot qo2 + heff \cdot q12 - heff \cdot q23; \\
 & \quad pl4 := p \cdot beff \cdot heff = beff \cdot qb1 + beff \cdot qo1 + heff \cdot q01 - heff \cdot q12; \\
 & \quad pl1 := p \cdot beff \cdot heff = \frac{beff w4 S1}{d_boven} + \frac{beff w4 S1}{d_onder} + \frac{heff S2 (w4 - w3)}{b_lijf} \\
 & \quad pl2 := p \cdot beff \cdot heff = \frac{beff w3 S1}{d_boven} + \frac{beff w3 S1}{d_onder} + \frac{heff S2 (w3 - w2)}{b_lijf} - \frac{heff S2 (w4 - w3)}{b_lijf} \\
 & \quad pl3 := p \cdot beff \cdot heff = \frac{beff w2 S1}{d_boven} + \frac{beff w2 S1}{d_onder} + \frac{heff S2 (w2 - w1)}{b_lijf} - \frac{heff S2 (w3 - w2)}{b_lijf} \\
 & \quad pl4 := p \cdot beff \cdot heff = \frac{beff w1 S1}{d_boven} + \frac{beff w1 S1}{d_onder} + \frac{heff S2 w1}{b_lijf} - \frac{heff S2 (w2 - w1)}{b_lijf}
 \end{aligned} \tag{4}$$

$$> solution := solve(\{pl1, pl2, pl3, pl4\}, \{w1, w2, w3, w4\}); assign(solution);$$

$$\begin{aligned}
 > p := 2 \cdot \text{theta}; S1 := \frac{1}{G1}; S2 := \frac{1}{G2}; \text{phi1} := w1; \text{phi2} := w2; \text{phi3} := w3; \text{phi4} := w4; \\
 & \quad p := 2 \theta \\
 & \quad S1 := \frac{1}{G1} \\
 & \quad S2 := \frac{1}{G2}
 \end{aligned} \tag{6}$$

$$\begin{aligned}
 > Mw := 4 \cdot \text{phi1} \cdot \text{beff} \cdot \text{heff} + 4 \cdot \text{phi2} \cdot \text{beff} \cdot \text{heff} + 4 \cdot \text{phi3} \cdot \text{beff} \cdot \text{heff} + 4 \cdot \text{phi4} \cdot \text{beff} \cdot \text{heff}; \text{ItG} := \\
 & \quad \text{simplify}\left(\frac{Mw}{\text{theta}}\right); \\
 \text{ItG} := & \left(240 \text{ beff}^2 G1 d_{\text{onder}} \left(\frac{2 G2^3 \text{ beff}^3 (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}})^3 b_{\text{lijf}}^3}{15} \right. \right. \\
 & + \frac{9 G1 G2^2 \text{ beff}^2 \text{ heff} d_{\text{boven}} d_{\text{onder}} (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}})^2 b_{\text{lijf}}^2}{10} \\
 & + \frac{9 G1^2 G2 \text{ beff} \text{ heff}^2 d_{\text{boven}}^2 d_{\text{onder}}^2 (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}}) b_{\text{lijf}}}{5} \\
 & \left. \left. + G1^3 \text{ heff}^3 d_{\text{boven}}^3 d_{\text{onder}}^3 \right) b_{\text{lijf}} \text{ heff}^2 G2 d_{\text{boven}} \right) / \left((G2^3 \text{ beff}^3 (d_{\text{boven}} \right. \\
 & + d_{\text{onder}})^3 b_{\text{lijf}}^3 + 6 G1 G2^2 \text{ beff}^2 \text{ heff} d_{\text{boven}} d_{\text{onder}} (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}})^2 b_{\text{lijf}}^2 \\
 & + 9 G1^2 G2 \text{ beff} \text{ heff}^2 d_{\text{boven}}^2 d_{\text{onder}}^2 (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}}) b_{\text{lijf}} \\
 & + G1^3 \text{ heff}^3 d_{\text{boven}}^3 d_{\text{onder}}^3) (G2 \text{ beff} (d_{\text{boven}} + d_{\text{onder}}) b_{\text{lijf}} \\
 & \left. + G1 \text{ heff} d_{\text{boven}} d_{\text{onder}}) \right)
 \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{restart}; EI_1 := EI_r; \#EI_b := EI_o; \\
 & \quad EI_1 := EI_r
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{eq1} := \frac{Ma \cdot \text{heff}}{3 \cdot EI_lijf} - \frac{Md \cdot \text{heff}}{6 \cdot EI_lijf} = \frac{u}{b} - \frac{Ma \cdot \text{beff}}{3 \cdot EI_boven} + \frac{Mb \cdot \text{beff}}{6 \cdot EI_boven}; \\
 & \quad \text{eq1} := \frac{Ma \text{ heff}}{3 EI_lijf} - \frac{Md \text{ heff}}{6 EI_lijf} = \frac{u}{b} - \frac{Ma \text{ beff}}{3 EI_boven} + \frac{Mb \text{ beff}}{6 EI_boven}
 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{eq2} := \frac{u}{b} - \frac{Mb \cdot \text{beff}}{3 \cdot EI_boven} + \frac{Ma \cdot \text{beff}}{6 \cdot EI_boven} = \frac{Mb \cdot \text{heff}}{3 \cdot EI_lijf} - \frac{Mc \cdot \text{heff}}{6 \cdot EI_lijf}; \\
 & \quad \text{eq2} := \frac{u}{b} - \frac{Mb \text{ beff}}{3 EI_boven} + \frac{Ma \text{ beff}}{6 EI_boven} = \frac{Mb \text{ heff}}{3 EI_lijf} - \frac{Mc \text{ heff}}{6 EI_lijf}
 \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{eq3} := \frac{Mc \cdot \text{heff}}{3 \cdot EI_lijf} - \frac{Mb \cdot \text{heff}}{6 \cdot EI_lijf} = \frac{u}{b} - \frac{Mc \cdot \text{beff}}{3 \cdot EI_onder} + \frac{Md \cdot \text{beff}}{6 \cdot EI_onder}; \\
 & \quad \text{eq3} := \frac{Mc \text{ heff}}{3 EI_lijf} - \frac{Mb \text{ heff}}{6 EI_lijf} = \frac{u}{b} - \frac{Mc \text{ beff}}{3 EI_onder} + \frac{Md \text{ beff}}{6 EI_onder}
 \end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{eq4} := \frac{u}{b} - \frac{Md \cdot \text{beff}}{3 \cdot EI_onder} + \frac{Mc \cdot \text{beff}}{6 \cdot EI_onder} = \frac{Md \cdot \text{heff}}{3 \cdot EI_lijf} - \frac{Ma \cdot \text{heff}}{6 \cdot EI_lijf}; \\
 & \quad \text{eq4} := \frac{u}{b} - \frac{Md \text{ beff}}{3 EI_onder} + \frac{Mc \text{ beff}}{6 EI_onder} = \frac{Md \text{ heff}}{3 EI_lijf} - \frac{Ma \text{ heff}}{6 EI_lijf}
 \end{aligned} \tag{5}$$

$$\begin{aligned}
 > \text{eq5} := 0 = F \cdot b \cdot \text{phi} - Ma \cdot \text{phi} - Mb \cdot \text{phi} - Mc \cdot \text{phi} - Md \cdot \text{phi}; \\
 & \quad \text{eq5} := 0 = F b \phi - Ma \phi - Mb \phi - Mc \phi - Md \phi
 \end{aligned} \tag{6}$$

$$> \text{solution} := \text{solve}(\{\text{eq1}, \text{eq2}, \text{eq3}, \text{eq4}, \text{eq5}\}, \{u, Ma, Mb, Mc, Md\}) : \text{assign}(\text{solution}) :$$

$$> \text{solution}_2 := \text{solve}\left(\left\{F = k \cdot \left(\frac{u}{b}\right)\right\}, \{k\}\right) : \text{assign}(\text{solution}_2) :$$

$$\begin{aligned}
 > k := \text{simplify}(k); \\
 & \quad k :=
 \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned}
 & \left(12 (\text{beff} (EI_boven + EI_onder) EI_lijf + 6 \text{heff} EI_boven EI_onder) EI_lijf \right) / \\
 & \left((EI_lijf^2 \text{beff}^2 + 2 \text{beff} \text{heff} (EI_boven + EI_onder) EI_lijf \right. \\
 & \left. + 3 \text{heff}^2 EI_boven EI_onder) b \right)
 \end{aligned}$$

Bijlage C2 - Excel berekening 100 meter randligger

Materialen

Partiële veiligheidsfactoren

	Concrete	Reinforcing steel	Prestressing steel
	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]
Blijvend en tijdelijk	1,50	1,15	1,10
CAL	1,20	1,00	1,00
FAT	1,50	1,15	1,10

Beton (ligger en voegen tussen de liggerdelen)

Beton 2 (dwars voegen)

Concrete class:	C90/105 [-]	Concrete class:	C35/45 [-]
Cement soort:	R [-]	Cement soort:	N [-]
fck,t0:	45 [N/mm2]	fck,t0:	35 [N/mm2]
fck:	90 [N/mm2]	fck:	35 [N/mm2]
fed:	60 [N/mm2]	fed:	23 [N/mm2]
fctm:	5,04 [N/mm2]	fctm:	3,21 [N/mm2]
fctd:	2,35 [N/mm2]	fctd:	1,50 [N/mm2]
Ecm:	43631 [N/mm2]	Ecm:	34077 [N/mm2]
Gcm:	18179 [N/mm2]	Gcm:	14199 [N/mm2]
Poisson-ratio:	0,2 [-]	Poisson-ratio:	0,2 [-]
pconcrete:	26,25 [kN/m2]		
ec2:	0,0026 [-]		
ecu2:	0,0026 [-]		
n:	1,4 [-]		
alfa	0,56 [-]		
beta	0,34 [-]		

Wapeningsstaal

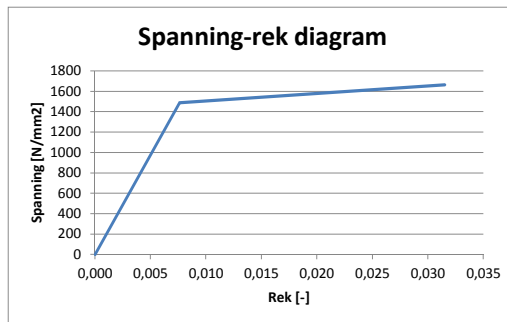
Reinforcing steel:	B500B [-]
fyk:	500 [N/mm2]
fyd:	435 [N/mm2]
Es	200000 [N/mm2]

Voorspanning 1 (voorspanning met voorgerektstaal)

Type:	Y1860S7 [-]	Overdracht voorspanning en verankering	
fpk:	1860 [N/mm2]	η_1 :	1 [-] goede aanhechting
fpd:	1488 [N/mm2]	$\eta\rho_1$:	3,2 [-] 7-draads strengen
fpu:	1665 [N/mm2]	$\eta\rho_2$:	1,2 [-] 7-draads strengen
Ep:	195000 [N/mm2]	α_1 :	1 [-] geleidelijk aflaten
fpd/Ep :	0,008 [-]	α_2 :	0,19 [-] 7-draads strengen
Euk:	0,035 [-]	fbpt:	5,67 [N/mm2]
Eud:	0,032 [-]	fbpd:	2,44 [N/mm2]
ρ_{1000}	2,5 [-]?		
Ap:	150 [mm2]		
nominale diameter	15,7 [mm]		

Voorspanning 2 (voorspanning met nagerektstaal)

Type:	Y1860S7 [-]
fpk:	1860 [N/mm2]
fpd:	1488 [N/mm2]
fpu:	1665 [N/mm2]
Ep:	195000 [N/mm2]
fpd/Ep :	0,008 [-]
Euk:	0,035 [-]
Eud:	0,032 [-]
ρ_{1000}	2,5 [-]?
Ap, per stuk:	150 [mm2]
nominale diameter	15,7 [mm]



Voorspanning 3 (externe dwarsvoorspanning)

Type:	Y1860S7 [-]	ρ_{1000}	2,5 [-]?
fpk:	1860 [N/mm2]	Ap:	150 [mm2]
fpd:	1488 [N/mm2]	nominale diameter	15,7 [mm]
fpu:	1665 [N/mm2]		
Ep:	195000 [N/mm2]		

Geometrie												
Overspanning:	100	[m]	Breedte brugdek:	17,8	[m]							
Opleglengte:	0,5	[m]	Effectieve breedte:	2000	[mm]	(De hier berekende waarde voor het eigengewicht is voor transport ongeveer 4-5% lager)						
Totale Lengte:	101	[m]	Aantal liggers:	9	[-]							
Totaal gewicht:	4500	[ton]	Ligger gewicht:	500	[ton]	Randligger						
Liggerdelen												
Lmid:	35	[m]	Gewicht liggerdeel:	174	[ton]	Let op, te zwaar!	!	169				
Leind:	33	[m]	Gewicht liggerdeel:	163	[ton]	Let op, zwaar!	!	158				
Doorsnede												
Doorsnede:	xstart	xeind	A :	Sa :	ly :	A, eg:	hoogte:	Dikte, b:	Dikte, o:	Breedte:	El,ljif,tot	h.o.h afstand:
1	0	7,5	1846000	2,70E+09	2,24E+12	2020000	3000	260	220	300	1,46E+11	1200
2	7,5	17,5	1601500	2,33E+09	2,11E+12	1862500	3000	260	220	200	8,58E+10	1200
3	17,5	27,5	1637500	2,43E+09	2,16E+12	1896250	3000	280	220	200	8,58E+10	1200
4	27,5	50,5	1709500	2,62E+09	2,24E+12	1963750	3000	320	220	200	8,58E+10	1200

Doorsnede type 1:				Ribben				Afbeelding					
Hoogte:	3000	[mm]	Suggestie: 3000 mm	Rib dikte:	500	[mm]		Doorsnede type 1					
B _e eff:	2000	[mm]		h.o.h afstand:	1200	[mm]							
Breedte, boven:	2000	[mm]	✓	Rib breedte:	160	[mm]							
Dikte, boven:	260	[mm]		Randligger									
Dikte, 2, boven:	50	[mm]		Rib breedte:	450	[mm]							
breedte, 2, boven:	50	[mm]											
Breedte, onder:	2000	[mm]	✓										
Dikte, onder:	220	[mm]		El, lijf, tot:	1,46E+11	[Nmm]							
Dikte, 2, onder:	150	[mm]		Rep. Breedte lijf:	375	[mm]							
Breedte, 2, onder:	850	[mm]											
Breedte lijf:	300	[mm]	✓										
Gegevens (complete beton doorsnede):													
A _t tot:	1846000	[mm ²]		A, eg:	2020000	[mm ²]							
Sa _t tot:	2,70E+09	[mm ³]											
ly _t tot:	2,24E+12	[mm ⁴]											
Znc:	1463	[mm]											

Doorsnede type 2:				Ribben				Afbeelding					
Hoogte:	3000	[mm]	Suggestie: 3000 mm	Rib dikte:	500	[mm]		Doorsnede type 2					
B _e eff:	2000	[mm]		h.o.h afstand:	1200	[mm]							
Breedte, boven:	2000	[mm]	✓	Rib breedte:	160	[mm]							
Dikte, boven:	260	[mm]		Randligger									
Dikte, 2, boven:	50	[mm]		Rib breedte:	450	[mm]							
breedte, 2, boven:	50	[mm]											
Breedte, onder:	2000	[mm]	✓										
Dikte, onder:	220	[mm]		El, lijf, tot:	8,58E+10	[Nmm]							
Dikte, 2, onder:	150	[mm]		Rep. Breedte lijf:	313	[mm]							
Breedte, 2, onder:	900	[mm]											
Breedte lijf:	200	[mm]	✓										
Gegevens (complete beton doorsnede):													
A _t tot:	1601500	[mm ²]		A, eg:	1862500	[mm ²]							
Sa _t tot:	2,33E+09	[mm ³]											
ly _t tot:	2,11E+12	[mm ⁴]											
Znc:	1455	[mm]											

Doorsnede type 3:				Ribben				Afbeelding					
Hoogte:	3000	[mm]	Suggestie: 3000 mm	Rib dikte:	500	[mm]		Doorsnede type 3					
B _e eff:	2000	[mm]		h.o.h afstand:	1200	[mm]							
Breedte, boven:	2000	[mm]	✓	Rib breedte:	160	[mm]							
Dikte, boven:	280	[mm]		Randligger									
Dikte, 2, boven:	50	[mm]		Rib breedte:	450	[mm]							
breedte, 2, boven:	50	[mm]											
Breedte, onder:	2000	[mm]	✓										
Dikte, onder:	220	[mm]		El, lijf, tot:	8,58E+10	[Nmm]							
Dikte, 2, onder:	150	[mm]		Rep. Breedte lijf:	313	[mm]							
Breedte, 2, onder:	900	[mm]											
Breedte lijf:	200	[mm]	✓										
Gegevens (complete beton doorsnede):													
A _t tot:	1637500	[mm ²]		A, eg:	1896250	[mm ²]							
Sa _t tot:	2,43E+09	[mm ³]											
ly _t tot:	2,16E+12	[mm ⁴]											
Znc:	1483	[mm]											

Doorsnede type 4:			Ribben			Afbeelding
Hoogte:	3000	[mm]	Suggestie: 3000 mm	Rib dikte:	500	[mm]
B _{eff} :	2000	[mm]		extr	1200	[mm]
Breedte, boven:	2000	[mm]	✓	Rib breedte:	160	[mm]
Dikte, boven:	320	[mm]		<i>Randligger</i>		
Dikte, 2, boven:	50	[mm]		Rib breedte:	450	[mm]
Breedte, 2, boven:	50	[mm]				
Breedte, onder:	2000	[mm]	✓			
Dikte, onder:	220	[mm]				
Dikte, 2, onder:	150	[mm]				
Breedte, 2, onder:	900	[mm]		El, lijf, tot:	8,58E+10	[Nmm]
Breedte lijf:	200	[mm]	✓	Rep. Breedte lijf:	313	[mm]
Gegevens (complete beton doorsnede):						
A _{tot} :	1709500	[mm ²]		A, eg:	1963750	[mm ²]
S _{a,tot} :	2,62E+09	[mm ³]				
I _{y,tot} :	2,24E+12	[mm ⁴]				
Z _{nc} :	1534	[mm]				
Afbeelding brugdek						

Doorsnede type 4

Brugdek

Eigen gewicht

Eigen gewicht beton ligger:



ligger

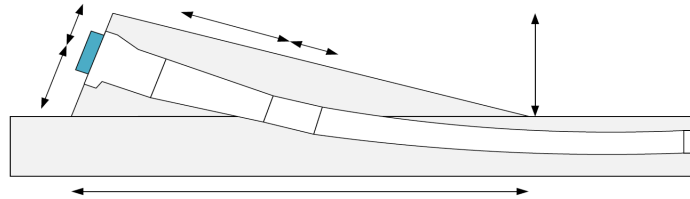
	xstart	xeind	A, eg:		q	
1	0	7,5	2020000	[mm ²]	53,0	[kN/m]
2	7,5	17,5	1862500	[mm ²]	48,9	[kN/m]
3	17,5	27,5	1896250	[mm ²]	49,8	[kN/m]
4	27,5	50,5	1963750	[mm ²]	51,5	[kN/m]

Spankop

Hoogte: [mm]
 Lengte: [mm]
 Dikte: [mm]

Volume: [m³]
 Gewicht: [kN]
 (opmerking: + 100 mm extra marge)

	X spankop	Aantal	F
1	4	2	49
2	17	2	49
3	11	2	49
4	6	2	49
5			
6			
7			
8			
9			
10			



M_{eg}

x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50	
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
EG ligger		10902	21776	31416	39830	47002	52925	55863	60915	62977	63756	[kNm]
EG kop		880	1464	1802	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	[kNm]
Σ EG		11782	23241	33218	41772	48945	54867	57806	62857	64919	65699	[kNm]

V_{eg}

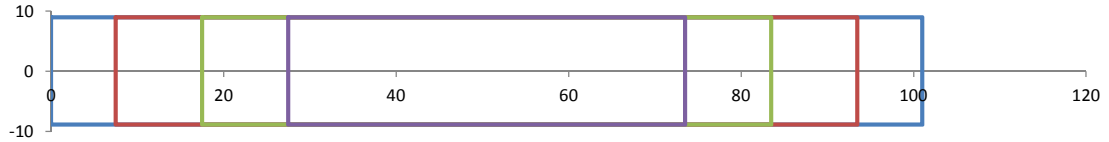
x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50	
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
EG ligger		2305	2050	1806	1559	1310	1057	902	541	284	0	[kN]
EG kop		148	99	49	0	0	0	0	0	0	0	[kN]
Σ EG		2453	2149	1855	1559	1310	1057	902	541	284	0	[kN]

Orthotropie

Gegevens voor orthotropie

CM, ongescheurd:	<input type="text" value="1,00"/>	[-]	<i>Buiging, ongescheurd</i>
CM, gescheurd:	<input type="text" value="0,50"/>	[-]	<i>Buiging, gescheurd</i>
CA, ongescheurd:	<input type="text" value="1,00"/>	[-]	<i>Afschuiving, ongescheurde stijfheid</i>
CA, gescheurd:	<input type="text" value="0,40"/>	[-]	<i>Afschuiving, gescheurde stijfheid</i>

Samenvatting



	OT1	OT2	OT3	OT4	Eind
D11:	<input type="text" value="50291"/>	<input type="text" value="47520"/>	<input type="text" value="48620"/>	<input type="text" value="50560"/>	<input type="text" value="50291"/>
D22:	<input type="text" value="41363"/>	<input type="text" value="41363"/>	<input type="text" value="42468"/>	<input type="text" value="44324"/>	<input type="text" value="41363"/>
D12:	<input type="text" value="8273"/>	<input type="text" value="8273"/>	<input type="text" value="8494"/>	<input type="text" value="8865"/>	<input type="text" value="8273"/>
D33:	<input type="text" value="13006"/>	<input type="text" value="12811"/>	<input type="text" value="13135"/>	<input type="text" value="13676"/>	<input type="text" value="13006"/>
D44:	<input type="text" value="2727"/>	<input type="text" value="1818"/>	<input type="text" value="1818"/>	<input type="text" value="1818"/>	<input type="text" value="2727"/>
D55:	<input type="text" value="103"/>	<input type="text" value="71"/>	<input type="text" value="72"/>	<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="14199"/>

D11

Rekenen met dwarscontractie? E cm, v [N/mm²] (met dwarscontractie)

ly:	<input type="text" value="2,24E+12"/>	<input type="text" value="2,11E+12"/>	<input type="text" value="2,16E+12"/>	<input type="text" value="2,24E+12"/>
D11:	<input type="text" value="50291"/>	<input type="text" value="47520"/>	<input type="text" value="48620"/>	<input type="text" value="50560"/>

D22

znc:	<input type="text" value="1605"/>	<input type="text" value="1605"/>	<input type="text" value="1650"/>	<input type="text" value="1728"/>
lx:	<input type="text" value="9,1E+11"/>	<input type="text" value="9,1E+11"/>	<input type="text" value="9,3E+11"/>	<input type="text" value="9,8E+11"/>
D22:	<input type="text" value="41363"/>	<input type="text" value="41363"/>	<input type="text" value="42468"/>	<input type="text" value="44324"/>

D12

Poisson-ratio:	<input type="text" value="0,2"/>	<input type="text" value="0,2"/>	<input type="text" value="0,2"/>	<input type="text" value="0,2"/>
D12:	<input type="text" value="8273"/>	<input type="text" value="8273"/>	<input type="text" value="8494"/>	<input type="text" value="8865"/>

D33

Gcm * CT, flens:	<input type="text" value="18179"/>			
Gcm * CT, lijf:	<input type="text" value="7272"/>	Delen door 4 of 2? <input type="text" value="4"/> [-] ✓		
heff:	<input type="text" value="2760"/>	<input type="text" value="2760"/>	<input type="text" value="2750"/>	<input type="text" value="2730"/>
beff:	<input type="text" value="2000"/>	<input type="text" value="2000"/>	<input type="text" value="2000"/>	<input type="text" value="2000"/>
Breedte lijf:	<input type="text" value="300"/>	<input type="text" value="200"/>	<input type="text" value="200"/>	<input type="text" value="200"/>
Dikte flens boven:	<input type="text" value="260"/>	<input type="text" value="260"/>	<input type="text" value="280"/>	<input type="text" value="320"/>
Dikte flens onder:	<input type="text" value="220"/>	<input type="text" value="220"/>	<input type="text" value="220"/>	<input type="text" value="220"/>
Glt:	<input type="text" value="9,36E+17"/>	<input type="text" value="9,22E+17"/>	<input type="text" value="9,46E+17"/>	<input type="text" value="9,85E+17"/>
D33:	<input type="text" value="13006"/>	<input type="text" value="12811"/>	<input type="text" value="13135"/>	<input type="text" value="13676"/>

D44

D44:	<input type="text" value="2727"/>	<input type="text" value="1818"/>	<input type="text" value="1818"/>	<input type="text" value="1818"/>
------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------

D55

dubbeltel factor: [-] *(deze factor geeft aan of de lijven door beide aangrenzende kokers gedeeld worden en of dus de stijfheid verdeeld moet worden)*

heff:	<input type="text" value="2760"/> [mm]	<input type="text" value="2760"/> [mm]	<input type="text" value="2750"/> [mm]	<input type="text" value="2730"/> [mm]
beff:	<input type="text" value="2000"/> [mm]	<input type="text" value="2000"/> [mm]	<input type="text" value="2000"/> [mm]	<input type="text" value="2000"/> [mm]
El,Boven:	<input type="text" value="6,39E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="6,39E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="7,98E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="1,19E+11"/> [Nmm]
El,Onder:	<input type="text" value="3,87E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="3,87E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="3,87E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="3,87E+10"/> [Nmm]
El,lijf:	<input type="text" value="3,64E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="2,15E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="2,15E+10"/> [Nmm]	<input type="text" value="2,15E+10"/> [Nmm]
ke:	<input type="text" value="102672"/> [N/mm]	<input type="text" value="70631"/> [N/mm]	<input type="text" value="72230"/> [N/mm]	<input type="text" value="74648"/> [N/mm]
D55:	<input type="text" value="103"/> [MN/m]	<input type="text" value="71"/> [MN/m]	<input type="text" value="72"/> [MN/m]	<input type="text" value="75"/> [MN/m]

Lokale effecten

Belasting

Dikte asfalt:	158	[mm]
Asfalt:	23	[kN/m ³]
q, RB, asfalt	3,6	[kN/m]

UDL:	10,35	[kN/m ²]
Kracht wiel last	200	[kN]
Lengte, x-richting:	350	[mm]
Lengte, y-richting:	600	[mm]

Type aslast: **LM 2** (LM2 is maatgevend voor karakteristiek)

Deze berekening gaat standaard uit van een breedte van 1000 mm

Doorsnede:	1	2	3	4
Dikte boven flens:	260	260	280	320
Lt:	2000	2000	2000	2000
q, EG, flens:	6,825	6,825	7,35	8,4
L spreiding, x:	926	926	946	986
L spreiding, y:	1176	1176	1196	1236
B spreid M:	2263	2263	2273	2293
B spreid V:	1108	1108	1108	1108
q, aslast, moment:	75	75	74	71
q, aslast, dwarskracht:	271	271	271	271

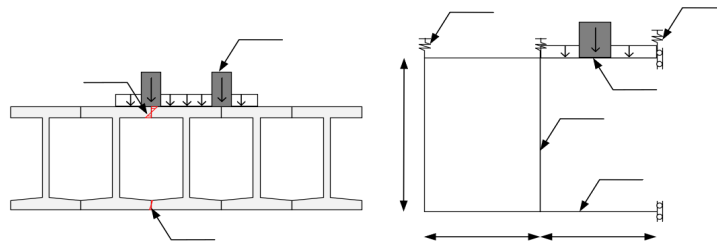
my, lokaal, mid

Schematisering: **Raamwerk** Factor: **1** (verhoogt de berekende waarde)

Ligger

My, lokaal, asfalt:	1,82	[kN/m]	1,82	[kN/m]	1,82	[kN/m]	1,82	[kN/m]
My, lokaal, UDL:	5,18	[kN/m]	5,18	[kN/m]	5,18	[kN/m]	5,18	[kN/m]
My, lokaal, aslast:	31,2	[kN/m]	31,2	[kN/m]	31,2	[kN/m]	31,2	[kN/m]

Raamwerk:



heff:	2760	[mm]	2760	[mm]	2750	[mm]	2730	[mm]
beff:	2000	[mm]	2000	[mm]	2000	[mm]	2000	[mm]

EI, Boven:	6,39E+13	[Nmm]	6,39E+13	[Nmm]	7,98E+13	[Nmm]	1,19E+14	[Nmm]
EI, Onder:	3,87E+13	[Nmm]	3,87E+13	[Nmm]	3,87E+13	[Nmm]	3,87E+13	[Nmm]
EI, lijf:	7,28E+13	[Nmm]	4,29E+13	[Nmm]	4,29E+13	[Nmm]	4,29E+13	[Nmm]

R veer: **4697** [N/mm]

Boven flens

My, lokaal, asfalt:	1,1	[kN/m]	1,3	[kN/m]	1,4	[kN/m]	1,6	[kN/m]
My, lokaal, UDL:	3,1	[kN/m]	3,6	[kN/m]	3,9	[kN/m]	4,7	[kN/m]
My, lokaal, aslast:	19,9	[kN/m]	23,1	[kN/m]	25,2	[kN/m]	29,8	[kN/m]

Onderflens

My, lokaal, asfalt:	-0,32	[kN/m]	-0,48	[kN/m]	-0,59	[kN/m]	-0,82	[kN/m]
My, lokaal, UDL:	-0,92	[kN/m]	-1,36	[kN/m]	-1,67	[kN/m]	-2,32	[kN/m]
My, lokaal, aslast:	2,7	[kN/m]	4,6	[kN/m]	4,4	[kN/m]	3,9	[kN/m]

Totaal:

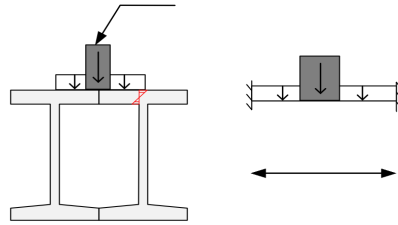
Bovenflens

My, lokaal, asfalt:	1,08 [kN/m]	1,25 [kN/m]	1,38 [kN/m]	1,63 [kN/m]
My, lokaal, UDL:	3,08 [kN/m]	3,57 [kN/m]	3,92 [kN/m]	4,65 [kN/m]
My, lokaal, aslast:	19,87 [kN/m]	23,14 [kN/m]	25,23 [kN/m]	29,80 [kN/m]

Onderflens

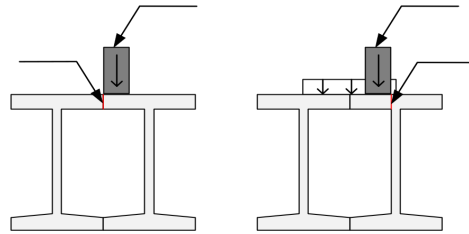
My, lokaal, asfalt:	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]
My, lokaal, UDL:	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]	0,0 [kN/m]
My, lokaal, aslast:	2,7 [kN/m]	4,6 [kN/m]	4,4 [kN/m]	3,9 [kN/m]

my, lokaal, naast lijf



My, lokaal, flens:	-2,28 [kN/m]	-2,28 [kN/m]	-2,45 [kN/m]	-2,80 [kN/m]
My, lokaal, asfalt:	-1,21 [kN/m]	-1,21 [kN/m]	-1,21 [kN/m]	-1,21 [kN/m]
My, lokaal, UDL:	-3,45 [kN/m]	-3,45 [kN/m]	-3,45 [kN/m]	-3,45 [kN/m]
My, lokaal, aslast:	-19,55 [kN/m]	-19,55 [kN/m]	-19,38 [kN/m]	-19,03 [kN/m]

vy, lokaal, mid



Vy, lokaal, aslast:	48 [kN/m]	48 [kN/m]	48 [kN/m]	48 [kN/m]
---------------------	-----------	-----------	-----------	-----------

vy, lokaal, naast lijf

Vy, lokaal, flens:	6,825 [kN/m]	6,825 [kN/m]	7,35 [kN/m]	8,4 [kN/m]
Vy, lokaal, asfalt:	3,6 [kN/m]	3,6 [kN/m]	3,6 [kN/m]	3,6 [kN/m]
Vy, lokaal, UDL:	10,4 [kN/m]	10,4 [kN/m]	10,4 [kN/m]	10,4 [kN/m]
Vy, lokaal, aslast:	166 [kN/m]	166 [kN/m]	166 [kN/m]	166 [kN/m]

Belastingcombinaties

Consequence class

Consequence class: **CC3**

Liggertype: **Randligger**

	ULS		SLS			ULS Gunstig [-]
	(6.10a) γ [-]	(6.10b) γ [-]	kar. ψ [-]	freq. ψ [-]	qua. ψ [-]	
EG	1,40	1,25	1,00	1,00	1,00	0,90
RB	1,40	1,25	1,00	1,00	1,00	0,90
LM1	1,20	1,50	1,00	0,80	0,40	0,00
WI *	1,65	1,65	1,00	0,00	0,00	0,00
TE	0,50	0,50	0,30	0,80	0,30	0,00

* let op welke windbelasting ingevuld is, FW* is goed, anders maal 0,3

mx:

Effectieve breedte:

2000 [mm]

Suggestie: 2000 mm

Suggestie voor snede 1: 4,8 m

x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
EG	0	5891	11620	16609	20886	24472	27434	28903	31429	32460	32849
RB	0	1063	2024	2857	3581	4198	4688	4939	5359	5526	5581
RB + LM1 (max)	0	2566	4772	6648	8262	9617	10743	11289	12246	12617	12765
RB + LM1 (min)	0										
LM1 (max)	0	1503	2748	3791	4681	5419	6055	6350	6887	7091	7184
WI	0	149	284	402	504	591	662	696	756	780	788
TE	0										

oplegging

my:

Effectieve breedte:

Berekening rekend standaard met b= 1000 mm

Positief dwarsmoment

x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RB		-14	-1	1	-7	-12	-10	-15	-17	-17	-17
RB + LM1 (max)		32	57	73	78	80	95	86	87	88	90
RB + LM1 (min)											
LM1 (max)	0	46	58	72	85	92	105	101	104	105	107
WI		-2	4	3	2	2	4	5	2	2	2
TE											

oplegging

Negatief dwarsmoment

x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RB		-14	-1	1	-7	-12	-10	-15	-17	-17	-17
RB + LM1 (max)		-35	-14	-9	-27	-37	-35	-44	-49	-49	-49
RB + LM1 (min)											
LM1 (max)	0	-21	-13	-10	-20	-25	-25	-29	-32	-32	-32
WI		-2	-1	1	1	1	3	-2	1	1	1
TE											

oplegging

mxy:

Effectieve breedte:

Berekening rekend standaard met b= 1000 mm

Absoluut maximale plaattorsie

x [m]:	0,50	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RB	0	105	100	82	59	49	37	28	20	11	1
RB + LM1 (max)	0	479	450	404	350	314	267	236	181	134	79
RB + LM1 (min)	0										
LM1 (max)	0	374	350	322	291	265	230	208	161	123	78
WI	0	9	9	7	6	5	4	3	2	1	0
TE	0										

oplegging

Krachten om op te toetsen

Mx:

SLS												
eg.	0	11782	23241	33218	41772	48945	54867	57806	62857	64919	65699	[kNm]
kar.-eg.	0	5430	10112	14100	17532	20416	22810	23970	26004	26794	27106	[kNm]
freq.-eg.	0	4531	8445	11780	14652	17066	19064	20038	21737	22398	22656	[kNm]
qua.-eg.	0	2126	4048	5714	7162	8396	9376	9878	10718	11052	11162	[kNm]
ULS												
(6.10a)	0	23570	45737	64929	81406	95233	106657	112294	122029	125952	127447	[kNm]
(6.10b)	0	22386	43292	61364	76874	89883	100654	105951	115125	118811	120228	[kNm]
(max)	0	23570	45737	64929	81406	95233	106657	112294	122029	125952	127447	[kNm]
FAT												
fat (rust)	0	21804	43553	62831	79659	94004	105849	111726	121829	125953	127513	[kNm]
Δfat	0	5132	9544	13296	16524	19234	21486	22578	24492	25234	25530	[kNm]

my:

Positief buigende dwarsmomenten

SLS												
kar.	0	30	61	76	80	82	99	91	89	90	92	[kNm/m]
freq.	0	23	45	59	61	62	74	66	66	67	69	[kNm/m]
qua.	0	-14	-1	1	-7	-12	-10	-15	-17	-17	-17	[kNm/m]
ULS												
(6.10a)	0	32	76	94	97	98	120	110	106	107	110	[kNm/m]
(6.10b)	0	48	94	115	123	128	153	142	140	141	144	[kNm/m]
(max)	0	48	94	115	123	128	153	142	140	141	144	[kNm/m]
FAT												
fat (rust)												[kNm/m]
Δfat												[kNm/m]

Negatief buigende dwarsmomenten

SLS												
kar.	0	-37	-15	-8	-26	-36	-32	-46	-48	-48	-48	[kNm/m]
freq.	0	-31	-11	-7	-23	-32	-30	-38	-43	-43	-43	[kNm/m]
qua.	0	-14	-1	1	-7	-12	-10	-15	-17	-17	-17	[kNm/m]
ULS												
(6.10a)	0	-48	-19	-9	-32	-45	-39	-59	-61	-61	-61	[kNm/m]
(6.10b)	0	-52	-22	-12	-37	-51	-45	-66	-68	-68	-68	[kNm/m]
(max)	0	-52	-22	-12	-37	-51	-45	-66	-68	-68	-68	[kNm/m]
FAT												
fat (rust)												[kNm/m]
Δfat												[kNm/m]

S_{fl,mxy}:

Schuifstroom door torsie

arm:	2760	2760	2760	2760	2750	2750	2730	2730	2730	2730	2730	[mm]
SLS												
kar.	177	177	166	149	129	116	99	88	67	49	29	[N/mm]
freq.	146	146	138	123	106	95	81	71	55	40	23	[N/mm]
qua.	38	38	36	30	21	18	14	10	7	4	0	[N/mm]
ULS												
(6.10a)	232	232	218	194	167	149	126	110	84	61	35	[N/mm]
(6.10b)	256	256	241	216	189	170	146	129	99	73	43	[N/mm]
(max)	256	256	241	216	189	170	146	129	99	73	43	[N/mm]
FAT												
fat (rust)	0	38	36	30	21	18	14	10	7	4	0	[N/mm]
Δfat	0	174	163	146	127	114	98	86	66	49	29	[N/mm]

Doorsnede

Randligger

Aantal snede:

100

Δx [m]:

0,505

Tijdstappen

(deze wordt ook gebruikt voor de dwarsvoorspanning)

periode	t [dagen]	RH [%]	Omschrijving:
t0			Storten ligger
t0-t1	0,66	75	Verharden beton
t1			Ontkisten en 1e fase voorspanning
t1-t2	240	75	Opslag op tasterein
t2-t3	0,66		Storten koppeling in de lengte richting
t3			2e fase voorspanning
t3-t4	3	75	storten brugdek voegen
t4			Dwarsvoorspanning
t4-t5	90	75	Extra
t4-tinf	20000		Gebruiksfase (100 jaar)

1e fase voorspanning (fabriek, met voorgerekt staal)

t1

(gebruikte voorspanning beschreven in materialen)

	Voorspanning			Onthechting [m]		Fabriek	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[mm]	[mm]
	z [mm]	aantal	Ap [mm ²]	xstart	xeind	$\sigma_{p,max}$	$\Delta\sigma_{pe}$	$\Delta\sigma_{relax}$	$\sigma_{p,ini}$	Lpt2	lpd
1	62	17	2550	0	33	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
2	62	17	2550	33	68	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
3	104	4	600	5	28	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
4	104	4	600	38	68	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
5	145	1	150	0	33	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
6	145	1	150	33	68	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
7	310	1	150	0	33	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
8	310	1	150	33	68	1400	-29,25	-20,21	1351	853	1238
9				0	33	1400		-23,69	1376	869	1223
10				33	68	1400		-23,69	1376	869	1223
11				0	33	1400		-23,69	1376	869	1223
12				33	68	1400		-23,69	1376	869	1223

23

Controle spanningen bij ontkisten en hijsen liggerdelen

t1

$\sigma_{c,max}$ (druk):

31,5

[N/mm²]

Voldoet



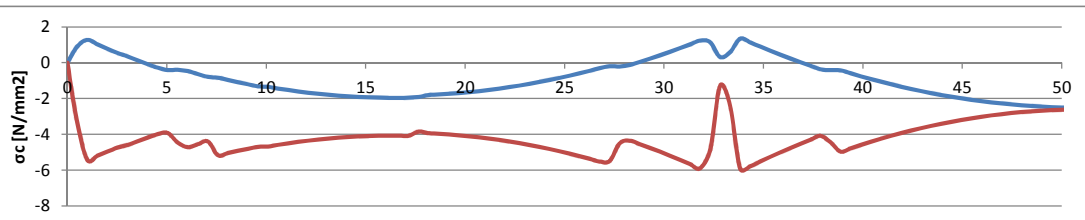
(let op! Spanning tussen de liggerdelen is 0)

$\sigma_{c,max}$ (trek):

3,8

[N/mm²]

Voldoet



Kruip, krimp en relaxatie verliezen

t1-t3

Volgens NEN-EN 1992-1-1 (5.46) met de aanname dat $f_{cm,t0} > 35$ N/mm²

relaxatie volgens class 2

Niet Lineare kruip: Nee

Kruip

$\beta(f_{cm})$:

1,697056

[-]

volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B (B.4)

$\beta(t0)$:

1,010393

[-]

volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B (B.5) & (B.9)

met $\varphi(t3,t0) = \varphi_0 * \beta_c(t,t0)$

Krimp

eca :

0,000191

[-]

volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 (3.11) & (3.12)

eccd0 :

0,000143

[-]

volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B

met $ecs = ecd + \epsilon_a$

Wrijvingsverliezen: (Volgens ETA-13/0815)

μ : **0,19** [rad-1]

k : **0,005** [rad/m]

Kromming van de kanalen voor de verankering

θ : **6,5** lengte: **7,5** [m] θ/L : **0,015** (verlies door kromming kanalen)

	Voorspanning			locatie [m]		Verliezen				[N/mm ²]
	z [mm]	aantal	Ap [mm ²]	xstart	xeind	wig [mm]	$\Delta\sigma\mu/\Delta x$	lw [mm]	$\Delta P2$ [kN]	$\sigma_{p,max}$
1	256	52	7800	3	98	3	0,01	10311	885	1439
2	216	52	7800	16	85	3	0,01	10311	885	1439
3	178	44	6600	10	91	3	0,01	10311	749	1439
4	139	44	6600	5	96	3	0,01	10311	749	1439
5										
6										
7										
8										
9										
10										

192

	Voorspankanalen			locatie [m]	
	z [mm]	aantal	Diameter	xstart	xeind
1	238	2	122	3	98
2	198	2	122	18	83
3	160	2	112	10	91
4	121	2	112	5	96

8

Controle spanning in het voorspanstaal:

$\sigma_{p,max}$: **1395** [N/mm²] (vanuit materialen)

$\sigma_{p,max}$: **1395** [N/mm²] (toetsen op)

$\sigma_{p,m0}$: **1394** [N/mm²] ✓

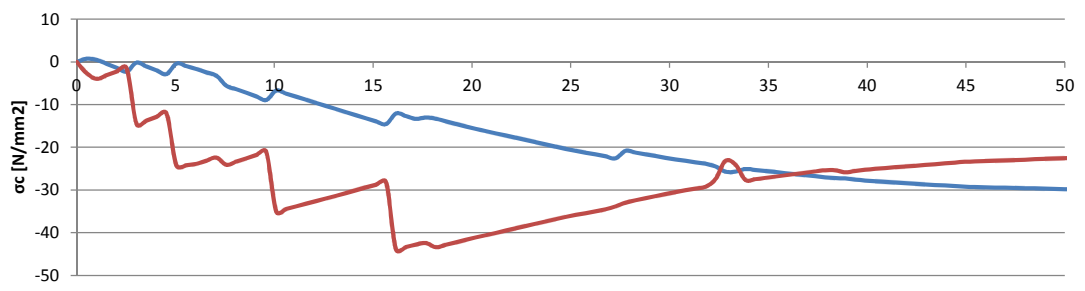
Controle spanningen bij spannen voorspanning met nagerekt staal

σ_c,max (druk): **54** [N/mm²] Voldoet ✓

σ_c,max (trek): **5,04** [N/mm²] Voldoet ✓

$\sigma_c,koppeling$ (boven): **26** [N/mm²]

$\sigma_c,koppeling$ (onder): **-23** [N/mm²]

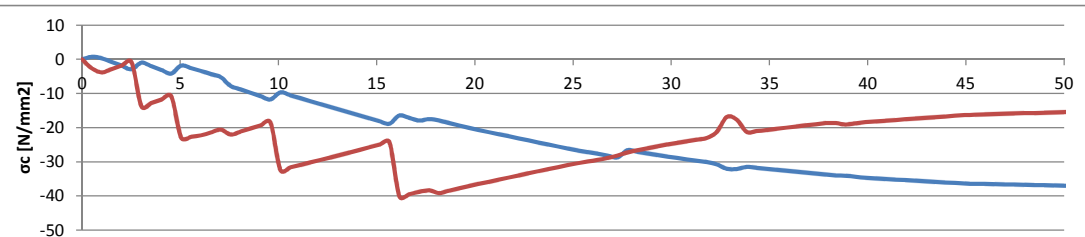


Kruip, krimp en relaxatie verliezen

kruip berekend met quasie permanente belasting

qua.

x [m]:	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M eg.	11782	23241	33218	41772	48945	54867	57806	62857	64919	65699
M qua.	2126	4048	5714	7162	8396	9376	9878	10718	11052	11162



Volgens NEN-EN 1992-1-1 (5.46) met de aanname dat $f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2$

Niet Lineaire kruip: Nee

Kruip

$\beta(f_{cm})$: [-] volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B (B.4)
 $\beta(t_0)$: [-] volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B (B.5) & (B.9)

Krimp

ϵ_{ca} : [-] volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 (3.11) & (3.12) & (3.13)
 (met de aanname van een linear verloop van de optredende autogene krimp)

Verhogen ϵ_{ca} voor marge:
 ϵ_{cd0} : [-] volgens NEN 1992-1-1 3.1.4 bijlage B
 met $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_a$

Drukwapening

	z [mm]	aantal	As [mm ²]	xstart	xeind	Diameter	
1	2923	9	6362	33,5	67,5	30	✓
2	2883	9	6362	36,5	64,5	30	✓
3			0		101		✓
4			0		101		✓

Let op! Uitknikken van de staven moet voorkomen zijn door beugels

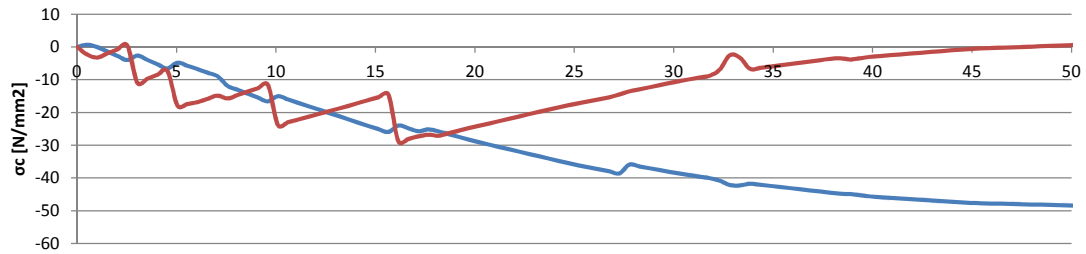
De drukwapening wordt alleen (nog) beschouwd in de ULS

SLS Controle spanningen en scheurwijdte

tinf

x [m]:	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50	
Snede:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
M eg.	11782	23241	33218	41772	48945	54867	57806	62857	64919	65699	[kNm]
M kar.	5430	10112	14100	17532	20416	22810	23970	26004	26794	27106	[kNm]

$\sigma_{c,max}$ (druk): [N/mm²] Voldoet ✓ ✓ $\sigma_{c,koppeling}$ (boven): [N/mm²] ✓ ✓
 $\sigma_{c,max}$ (trek): [N/mm²] Voldoet ✓ ✓ $\sigma_{c,koppeling}$ (onder): [N/mm²] ✓ ✓



Controle scheuren buigendmoment:

	x:	Mkar :	Mcr,el :	
1	50,5	92805	95216	Ongescheurd in SLS
2	33	81536	88952	Ongescheurd in SLS
3	30	77336	97873	Ongescheurd in SLS
4	6	19004	47643	Ongescheurd in SLS
5	7	22264	48519	Ongescheurd in SLS

Controle scheurvorming door torsie:

	x:	σ_{xx}	σ_{yy}	τ	σ_{xx}	σ_{yy}	
1	50,5	0,64	-2,62	0,33	0,67	-2,66	✓
2	33	-2,54	-2,62	0,66	-1,92	-3,25	✓

Geen scheurvorming door torsie
 Geen scheurvorming door torsie

(Controle torsie met behulp van de cirkel van mohr)

ULS controle torsie langs wapening onderzijde ligger

x [m]:	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
S _{fl,mxy} :	256	256	241	216	189	170	146	129	99	73

[N/mm]

θ onderflens: ° (deze is ingevoerd in het tabblad beugels)

	[N/mm]		ULS Berekening							
	x [m]:	S _{fl,mxy} :	drsn:	Laag:	cotθ:	z, p:	A aanw:	A nodig:	Voeg:	A nodig:
1	50,5	73	4	1	1,63	256	7800	144		
2	33	146	4	1	1,63	256	7800	420	Voeg:	420
3	34	143	4	1	1,63	256	7800	281		
4	18	226	3	1	1,63	256	7800	443		
5	9	256	2	1	1,63	256	7800	502		



(het bezwijken van de drukdiagonaal is getoets gelijktijdig met de controle op flensafschuiving)

ULS controle buigend moment

tinf

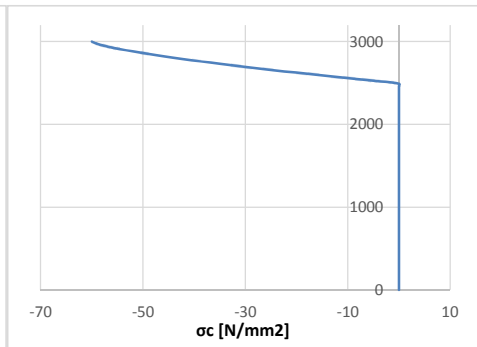
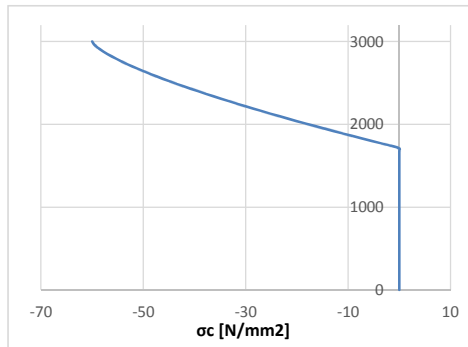
x [m]:	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50
Snede:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Med:	23570	45737	64929	81406	95233	106657	112294	122029	125952	127447

[kNm]

	x [m]:	Med :	M _{cr,el} :	drsn:	Reductie X _u /d		ULS Berekening			
					z [mm]:	aantal	x _u max/d	x _u /d	M _{rd}	u.c.
1	50,5	127447	95216	4	256	7	0,456	0,456	128563	0,991
2	33	112294	88952	4	256	7	0,471	0,435	113623	0,988
3	34,0	113684	96468	4			0,477	0,412	119029	0,955
4	18,0	74815	94399	3	256	50	0,470	0,414	101346	0,738
5	9,0	41303	50020	2			0,465	0,178	76921	0,537



Grafiek 1:	1
Grafiek 2:	5



Berekeningsverslag									
j	P _{m∞}	N _p	N _c	N _s	d	X _u max	X _u	ε _{onder} :	ε _{boven} :
9	37972	8641	-41825	-4789	2815	1285	1284	0,0035	-0,0026
9	35022	6222	-41240	0	2809	1324	1222	0,0038	-0,0026
11	36384	6604	-40599	-2393	2806	1338	1156	0,0041	-0,0026
11	29254	7324	-36575	0	2812	1321	1164	0,0041	-0,0026
10	20664	6500	-27162	0	2814	1309	502	0,0129	-0,0026



x [m]:	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	33,00	40,00	45,00	50,50	
Snede:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Ved:	5238	4723	4024	3527	2854	2439	2092	1315	877	399	[kN]

θ: 21,8

			ULS controle trekband							
	x [m]:	Med :	Ved:	θ:	cotθ:	z:	Fsl:	Fpu :	u.c.	
1	50,5	127447	399		2,5	2533	50810	53457	0,950	✓
2	33	112294	2092		2,5	2528	47035	47253	0,995	✓
3	34	113684	1981	23	2,4	2525	47350	47484	0,997	✓
4	18	74815	3726		2,5	2531	34218	52958	0,646	✓
5	9	41303	4826		2,5	2532	22344	28884	0,774	✓

Trillingshinder

SLS

Volgens ROK 1.4 A.2.4.2 (3)

uel.max 333 [mm]

M freq 11494 [kNm]

uel.freq 126 [mm]

(alleen het frequente aandeel van de verkeersbelasting)



Verankering van de voorspanning

Verankering van de 2e fase voorspanning

Hoek van de spreiding:

33,7

Zie: NEN-EN 1992-1-1 8.10.3 (5)

γP, unfav:

1

z verankering:

700

[mm]

Staal begrensd op:

250

[N/mm²]

y verankering

560

[mm]

kromming kanalen:

60

[1/m]

hoek verankering

6,50

[°]

0,113 lengte kromming:

7,00

m

Splijtwapening kop naar flens (As1)

Veroorzaakt door kromming

Aantal snede:

2

[-]

	q	l krom	F tot	Ø	aantal	As	u.c.	
1	180	7,00	1223	12	22	4976	0,983	318
2	180	7,00	1223	12	22	4976	0,983	318
3	152	7,00	1035	12	19	4298	0,963	368
4	152	7,00	1035	12	19	4298	0,963	368
5		7,00						
6		7,00						
7		7,00						
8		7,00						
9		7,00						
10		7,00						

Splijtwapening kop naar lijf (As2)

Aantal snede:

2

[-]

	Xstart	F lijf	h1	h	Fspl	Ø	aantal	As	u.c.
1	3	4275	300	1120	782	12	14	3167	0,988
2	16	3663	200	1120	752	12	14	3167	0,950
3	10	3115	200	1120	640	12	12	2714	0,943
4	5	3115	200	1120	640	12	12	2714	0,943
5									
6									
7									
8									
9									
10									

Splijtwapening lijf (As 3)

Aantal snede:

2

[-]

	Pm0*γ	Spl1	Ø	aantal	As	u.c.
1	10805	1223	16	13	5228	0,936
2	10804	1223	16	13	5228	0,936
3	9142	1035	16	11	4423	0,936
4	9142	1035	16	11	4423	0,936
5						
6						
7						
8						
9						
10						

	Nspl 3	Nspl 4	Nspl 5	Ø	aantal	As	u.c.
1	467	10	168	12	12	2714	0,950
2	366	10	321	12	13	2941	0,949
3	318	9	270	12	11	2488	0,959
4	318	9	270	12	11	2488	0,959
5							
6							
7							
8							
9							
10							

Let op! deze moet aan beide zijde van de verankering worden toegepas:

Splijtwapening flens (As 4)

Aantal snede: **2** [-] Formule: **Gedeeltelijk** Discontinue

Boven flens

	Xstart	L spreid	F5	h1	h	Nspl flens	Ø	aantal	As	u.c.
1	3	3	351	300	2000	75	12	3	679	0,440
2	16	3	672	200	2000	151	12	3	679	0,891
3	10	3	561	200	2000	126	12	3	679	0,744
4	5	3	561	200	2000	126	12	3	679	0,744
5										
6										
7										
8										
9										
10										

Aantal snede: **2** [-]

Onder flens

	Xstart	L spreid	F1+F2	h1	h	Nspl flens	Ø	aantal	As	u.c.
1	3	3	6553	1120	2000	721	12	13	2941	0,981
2	16	3	7168	1120	2000	788	12	14	3167	0,996
3	10	3	6049	1120	2000	665	12	12	2714	0,981
4	5	3	6049	1120	2000	665	12	12	2714	0,981
5										
6										
7										
8										
9										
10										

Verankering van de dwars voorspanning

Rotatieveerstijfheid boven:	9,59E+10	9,59E+10	1,20E+11	1,79E+11
Rotatieveerstijfheid onder:	5,81E+10	5,81E+10	5,81E+10	5,81E+10

El rib:	2E+14	2E+14	2E+14	2E+14
h eff	2760	2760	2750	2730

C stijfheid rib: **1** [-]
(inklemming toetsen met c rib = 0,5)

Aanpassen positie:	30	20	10	0
positie:	2465	2455	2445	2435
positie:	345	345	345	345

(verplaats de verankering omhoog om de krachten te verminderen, dit wordt niet aangepast in 'Dwars')

P boven:	-1043	[kN]	1043116	[N]
P onder:	-495	[kN]	494556	[N]

Rib dikte:	500	[mm]	Suggestie: 500 mm
Rib breedte:	450	[mm]	Suggestie: 450 mm

M inkl, boven:	96	98	114	142	[kNm]
M max, boven:	-202	-209	-195	-161	[kNm]
M max, onder:	-132	-132	-131	-130	[kNm]
M inkl, onder:	51	51	50	45	[kNm]

Staal begrensd op: **250** [N/mm²]

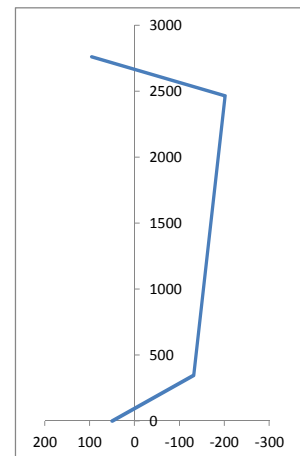
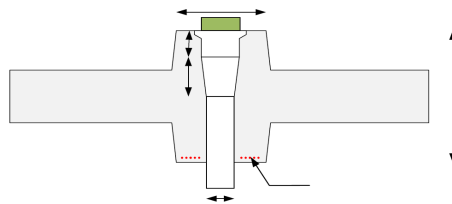
Inklemming

Aantal:	12	[-]	Aantal:	12	[-]
Diameter:	16	[mm]	Diameter:	16	[mm]
As:	2413	[mm ²]	As:	2413	[mm ²]
afstand vanaf drsn:	90	[mm]	afstand vanaf drsn:	90	[mm]

Veld

Aantal:	12	[-]
Diameter:	16	[mm]
As:	2413	[mm ²]
afstand vanaf drsn:	90	[mm]

	Mmax [kNm]	αe [-]	x [mm]	σs [N/mm ²]	u.c. [-]
inklem	142	4,58	119	159	0,637
veld	209	4,58	119	234	0,936



Beugels

beugel wapening in de ligger

x [m]:	Bw [mm]	h.o.h. [mm]	Lijf			Flens			Ribben			
			Ø [mm]	As [mm ² /m]	aantal snede	Ø [mm]	As [mm ² /m]	aantal snede	Ø [mm]	As [mm ² /m]	aantal	
1	0 - 7,5	300	130	12	3480	4	12	1740	2	16	804	4
2	7,5- 12,5	200	100	12	2262	2	10	1571	2	16	804	4
3	12,5- 17,5	200	150	12	1508	2	10	1047	2	16	804	4
4	17,5- 22,5	200	150	12	1508	2	10	1047	2	16	804	4
5	22,5- 27,5	200	200	12	1131	2	10	785	2	16	804	4
6	27,5- 31,5	200	240	12	942	2	10	654	2	16	804	4
7	31,5- 36,5	200	240	12	942	2	10	654	2	16	804	4
8	36,5- 42,5	200	250	12	905	2	10	628	2	16	804	4
9	42,5- 47,75	200	250	12	905	2	10	628	2	16	804	4
10	47,75- 50,5	200	250	12	905	2	10	628	2	16	804	4

h.o.h afstand: [mm]	dikte rib [mm]	Rib breedte: [mm]	dekking [mm]	Verplaatsen zwaartepunt [mm]	gem positie wapening [mm]	
1	1200	500	160	35	32	75
2	1200	500	160	35	32	75
3	1200	500	160	35	32	75
4	1200	500	160	35	32	75
5	1200	500	160	35	32	75
6	1200	500	160	35	32	75
7	1200	500	160	35	32	75
8	1200	500	160	35	32	75
9	1200	500	160	35	32	75
10	1200	500	160	35	32	75

Controle betondrukdiagonaal dwarskracht

ULS

θ UGT,1e snede	32,3	°
θ UGT	21,8	°
v:	0,50	[-]

x [m]:	Ved: [kN]	αcw [-]	bw [mm]	C d kanaal [-]	z [mm]	cotθ: [-]	tanθ: [-]	Vrd,max [kN]	u.c. [-]	
1	5,00	5238	1,24	265	0,883	2502	1,58	0,63	11137	0,470
2	10,00	4723	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,885
3	15,00	4024	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,754
4	20,00	3527	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,661
5	25,00	2854	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,535
6	30,00	2439	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,457
7	33,00	2092	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,392
8	40,00	1315	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,246
9	45,00	877	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,164
10	50,50	399	1,24	166	0,832	2502	2,50	0,40	5338	0,075

Controle wapening dwarskracht

ULS

x [m]:	Ved: [kN]	z [mm]	cotθ: [-]	h.o.h. [mm]	Ø [mm]	As [mm ² /m]	Vrd,s [kN]	u.c. [-]	
1	5,00	5238	2502	1,58	130	12	3480	5988	0,875
2	10,00	4723	2502	2,50	100	12	2262	6152	0,768
3	15,00	4024	2502	2,50	150	12	1508	4101	0,981
4	20,00	3527	2502	2,50	150	12	1508	4101	0,860
5	25,00	2854	2502	2,50	200	12	1131	3076	0,928
6	30,00	2439	2502	2,50	240	12	942	2563	0,952
7	33,00	2092	2502	2,50	240	12	942	2563	0,816
8	40,00	1315	2502	2,50	250	12	905	2461	0,534
9	45,00	877	2502	2,50	250	12	905	2461	0,357
10	50,50	399	2502	2,50	250	12	905	2461	0,162

Controle dwarsbuiging lijf per rib scheurwijdte

SLS

Maximale scheurwijdte: 0,2 [mm]

x [m]:	My,vy [N/mm]	αe [-]	x [mm]	σs [N/mm ²]	ρ eff [-]	Sr,max	wk [mm]	
1	5,00	40	4,58	118,79	130	0,034	200	0,116
2	10,00	54	4,58	118,79	173	0,034	200	0,159
3	15,00	56	4,58	118,79	181	0,034	200	0,167
4	20,00	62	4,58	118,79	201	0,034	200	0,188
5	25,00	62	4,58	118,79	201	0,034	200	0,188
6	30,00	66	4,58	118,79	211	0,034	200	0,198
7	33,00	64	4,58	118,79	205	0,034	200	0,191
8	40,00	66	4,58	118,79	211	0,034	200	0,198
9	45,00	64	4,58	118,79	205	0,034	200	0,191
10	50,50	66	4,58	118,79	211	0,034	200	0,198

Controle dwarsbuiging lijf per rib

ULS

	x [m]:	My,vy [kNm/m]	Ns [kN]	xu [mm]	z [mm]	Mrd [kNm/m]	xu/d [-]	u.c. [-]
1	5,00	74	350	65,04	403	141	Voldoet	0,526
2	10,00	99	350	65,04	403	141	Voldoet	0,702
3	15,00	102	350	65,04	403	141	Voldoet	0,724
4	20,00	114	350	65,04	403	141	Voldoet	0,808
5	25,00	114	350	65,04	403	141	Voldoet	0,808
6	30,00	118	350	65,04	403	141	Voldoet	0,839
7	33,00	114	350	65,04	403	141	Voldoet	0,812
8	40,00	118	350	65,04	403	141	Voldoet	0,839
9	45,00	114	350	65,04	403	141	Voldoet	0,812
10	50,50	118	350	65,04	403	141	Voldoet	0,839

Controle afschuiving door dwarsbuiging in het lijf

ULS

	x [m]:	Vy,vy [kN/m]	vmin [N/mm2]	VRd,c [kN]	u.c. [-]
1	5	60	0,54	43	1,372
2	10	81	0,54	43	1,856
3	15	83	0,54	43	1,914
4	20	92	0,54	43	2,122
5	25	92	0,54	43	2,122
6	30	95	0,54	43	2,179
7	33	92	0,54	43	2,110
8	40	95	0,54	43	2,179
9	45	92	0,54	43	2,110
10	50,5	95	0,54	43	2,179

Crd,c 0,12

	x [m]:	k [-]	ρ l [-]	vRd,c [kN]	VRd,c [kN]	u.c. [-]
1	5	1,63	0,020	1,106	88	0,672
2	10	1,63	0,020	1,106	88	0,910
3	15	1,63	0,020	1,106	88	0,938
4	20	1,63	0,020	1,106	88	1,040
5	25	1,63	0,020	1,106	88	1,040
6	30	1,63	0,020	1,106	88	1,068
7	33	1,63	0,020	1,106	88	1,034
8	40	1,63	0,020	1,106	88	1,068
9	45	1,63	0,020	1,106	88	1,034
10	50,5	1,63	0,020	1,106	88	1,068

Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk
 Let op! Dwarskrachtwapening in de ribben noodzakelijk

θ UGT 21,8 °

	x [m]:	cotθ: [-]	tanθ: [-]	z [mm]	bw [mm]	Vrd,max [kN]	u.c. [-]
1	5	2,50	0,40	383	160	633	0,094
2	10	2,50	0,40	383	160	633	0,127
3	15	2,50	0,40	383	160	633	0,131
4	20	2,50	0,40	383	160	633	0,145
5	25	2,50	0,40	383	160	633	0,145
6	30	2,50	0,40	383	160	633	0,149
7	33	2,50	0,40	383	160	633	0,145
8	40	2,50	0,40	383	160	633	0,149
9	45	2,50	0,40	383	160	633	0,145
10	50,5	2,50	0,40	383	160	633	0,149

Controle betondrukdagonaal flensafschuiving onder flens

ULS

θ UGT 31,5 °
 v: 0,50 [-]

	x [m]:	Ved: [kN]	τ ed: [N/mm2]	dikte, f: [mm]	z [mm]	sinθ [-]	cosθ [-]	tv,rd,max: [N/mm2]	u.c. [-]
1	5,00	5238	7,7	148	2502	0,52	0,85	13,37	0,573
2	10,00	4723	7,0	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,523
3	15,00	4024	6,0	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,452
4	20,00	3527	5,2	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,392
5	25,00	2854	4,4	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,326
6	30,00	2439	3,7	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,274
7	33,00	2092	3,2	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,237
8	40,00	1315	2,1	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,158
9	45,00	877	1,5	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,109
10	50,50	399	0,4	147	2502	0,52	0,85	13,37	0,033

Controle wapening flensafschuiving onder flens

ULS

	x [m]:	τ_v , ed: [N/mm ²]	dikte, f: [mm]	cot θ : [-]	h.o.h. [mm]	\emptyset [mm]	As [mm ² /m]	$\tau_{rd,s}$ [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	4,0	220	1,63	130	12	1740	5,6	0,710	✓
2	10,00	3,6	220	1,63	100	10	1571	5,1	0,709	✓
3	15,00	3,1	220	1,63	150	10	1047	3,4	0,906	✓
4	20,00	2,7	220	1,63	150	10	1047	3,4	0,785	✓
5	25,00	2,1	220	1,63	200	10	785	2,5	0,847	✓
6	30,00	1,8	220	1,63	240	10	654	2,1	0,848	✓
7	33,00	1,5	220	1,63	240	10	654	2,1	0,727	✓
8	40,00	1,0	220	1,63	250	10	628	2,0	0,476	✓
9	45,00	0,6	220	1,63	250	10	628	2,0	0,318	✓
10	50,50	0,3	220	1,63	250	10	628	2,0	0,144	✓

Controle torsie schuifstroom in de onderflens

	x [m]:	τ_v , ed: [N/mm ²]	dikte, f: [mm]	σ_n [N/mm ²]	τ_v , rd: [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	1,16	220	-1,96	1,96	0,593	✓
2	10,00	1,09	220	-2,03	2,03	0,540	✓
3	15,00	0,98	220	-2,06	2,06	0,478	✓
4	20,00	0,86	220	-2,05	2,05	0,420	✓
5	25,00	0,77	220	-2,05	2,05	0,376	✓
6	30,00	0,66	220	-2,04	2,04	0,325	✓
7	33,00	0,59	220	-2,03	2,03	0,289	✓
8	40,00	0,45	220	-2,02	2,02	0,222	✓
9	45,00	0,33	220	-2,03	2,03	0,164	✓
10	50,50	0,20	220	-2,03	2,03	0,097	✓

(normaaldrukspanningen door 0,9 maal de voorspankracht, als deze niet voldoet moet de beugelwapening getoetst worden)

Controle torsie schuifstroom in de bovenflens

	x [m]:	τ_v , ed: [N/mm ²]	dikte, f: [mm]	σ_n [N/mm ²]	τ_v , rd: [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	0,99	260	-2,74	2,74	0,359	✓
2	10,00	0,93	260	-2,78	2,78	0,333	✓
3	15,00	0,83	260	-2,80	2,80	0,297	✓
4	20,00	0,68	280	-2,56	2,56	0,264	✓
5	25,00	0,61	280	-2,55	2,55	0,238	✓
6	30,00	0,46	320	-2,23	2,23	0,205	✓
7	33,00	0,40	320	-2,20	2,20	0,183	✓
8	40,00	0,31	320	-2,20	2,20	0,140	✓
9	45,00	0,23	320	-2,20	2,20	0,104	✓
10	50,50	0,14	320	-2,20	2,20	0,062	✓

(normaaldrukspanningen door 0,9 maal de voorspankracht, als deze niet voldoet moet de beugelwapening getoetst worden)

Controle buigend moment bij de aansluiting bovenflens op lijf

	x [m]:	M ed kNm	dikte, f: [mm]	Np kN	xu mm	z mm	Mrd kNm	u.c. [-]	
1	5,00	39	260	713	21,22	123	88	0,444	✓
2	10,00	41	260	724	21,54	123	89	0,464	✓
3	15,00	42	260	728	21,65	123	89	0,476	✓
4	20,00	47	280	718	21,36	133	95	0,498	✓
5	25,00	47	280	713	21,21	133	95	0,501	✓
6	30,00	49	320	712	21,19	153	109	0,453	✓
7	33,00	48	320	705	20,97	153	108	0,443	✓
8	40,00	49	320	704	20,95	153	108	0,458	✓
9	45,00	48	320	704	20,95	153	108	0,443	✓
10	50,50	49	320	704	20,95	153	108	0,458	✓

Controle buigend moment bij de aansluiting onderflens op lijf

	x [m]:	M ed kNm	dikte, f: [mm]	Np kN	xu mm	z mm	Mrd kNm	u.c. [-]	
0	5,00	29	220	432	12,86	106	46	0,627	✓
0	10,00	39	220	446	13,27	105	47	0,835	✓
1	15,00	41	220	453	13,48	105	48	0,849	✓
2	20,00	45	220	450	13,40	105	47	0,938	✓
3	25,00	45	220	452	13,44	105	48	0,936	✓
4	30,00	45	220	449	13,36	105	47	0,956	✓
5	33,00	44	220	446	13,28	105	47	0,931	✓
6	40,00	45	220	445	13,26	105	47	0,963	✓
7	45,00	44	220	446	13,27	105	47	0,932	✓
8	50,50	45	220	447	13,29	105	47	0,961	✓

Controle afschuiving bovenflens door verticale afschuiving

ULS

	x [m]:	ved: [kN/m]	d fl [mm]	vrđ,c [kN/m]	u.c. [-]	
1	5,00	31	260	188	0,164	✓
2	10,00	41	260	188	0,219	✓
3	15,00	42	260	188	0,226	✓
4	20,00	47	280	183	0,259	✓
5	25,00	47	280	183	0,259	✓
6	30,00	49	320	175	0,281	✓
7	33,00	48	320	175	0,272	✓
8	40,00	49	320	175	0,281	✓
9	45,00	48	320	175	0,272	✓
10	50,50	49	320	175	0,281	✓

Controle afschuiving onderflens door verticale afschuiving

ULS

	x [m]:	ved: [kN/m]	d fl [mm]	vrđ,c [kN/m]	u.c. [-]	
1	5,00	31	220	199	0,155	✓
2	10,00	41	220	199	0,207	✓
3	15,00	42	220	199	0,213	✓
4	20,00	47	220	199	0,238	✓
5	25,00	47	220	199	0,238	✓
6	30,00	49	220	199	0,247	✓
7	33,00	48	220	199	0,239	✓
8	40,00	49	220	199	0,247	✓
9	45,00	48	220	199	0,239	✓
10	50,50	49	220	199	0,247	✓

Controle afschuiving in voeg

Aansluit vlak:

Geprofileerd

Met treksterkte voeg

c:

0,50 [-]

μ:

0,90 [-]

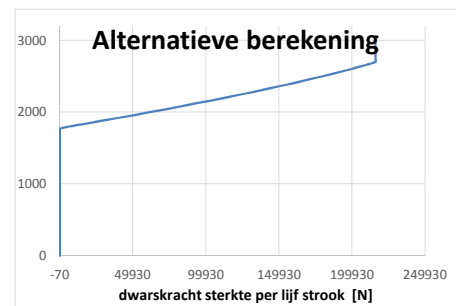
	x [m]:	Ved [kN]	vedi [N/mm ²]	Z [mm]	bi [mm]	σn [N/mm ²]
lijf:	33	2092	4,18	2502	200	22,30

Suggestie voor bi: 200 mm

Vrđi [N/mm ²]	u.c. [-]
15	0,279

Alternatieve berekening met de ULS
betonspanningen in de doorsnede

0,356 ✓



	x [m]:	Sfl,mxy: [N/mm]	Sfl,vx [N/mm]	A nodig: [mm ²]
Onder:	33	146	338	420

Voldoet ✓

Dit staal wordt indien maatgeven in mindering gebracht op voeg doorsnede

(boven is niet gecontroleerd)

Dwarsvoorspanning

De Dwarsvoorspanning is gedimensioneerd op een zodanige manier dat de voeg tussen de liggers in staat is om de afschuiving en de buigign over te dragen

Detailering Dwarsvoorspanning (voorspanning 3)

h.o.h. afstand: [mm] Minimale afstand van hart voorspanning tot de flens [mm] (Voor grote vizel: 220/310 mm)
 verankering uit mid: [mm] (voor MA 6807: 85 mm)
 Lengte: [m]

Voorspanning onder flens

Suggestie: 270 mm
 z (vanaf onderzijde): [mm] Suggestie: 455 mm
 Aantal: [-]
 diameter: [mm]
 Ap: [mm2]
 $\sigma_{pm,0}$: [N/mm2] ✓
 Pm,0 (per meter): [kN/m]

Voorspanning boven flens

Suggestie: 2730 mm
 z (vanaf onderzijde): [mm] Suggestie: 2545 mm
 Aantal: [-]
 diameter: [mm]
 Ap: [mm2]
 $\sigma_{pm,0}$: [N/mm2] ✓
 Pm,0 (per meter): [kN/m]

x [m]:	Drns: [-]	znc [mm]	hoogte [mm]	Ix [mm ²]	Ax [mm ²]	
1	5,00	1	1605	3000	9,10E+11	480000
2	10,00	2	1605	3000	9,10E+11	480000
3	15,00	2	1605	3000	9,10E+11	480000
4	20,00	3	1650	3000	9,34E+11	500000
5	25,00	3	1650	3000	9,34E+11	500000
6	30,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000
7	33,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000
8	40,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000
9	45,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000
10	50,50	4	1728	3000	9,75E+11	540000

Onderflens		
dikte f [mm]	$\sigma_{p,onder}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,boven}$ [N/mm ²]
220	-2,44	-2,53
220	-2,00	-1,87
220	-2,00	-1,87
220	-2,00	-1,87
220	-2,00	-1,87
220	-2,00	-1,87
220	-2,00	-1,86
220	-2,00	-1,86
220	-2,00	-1,86
220	-2,00	-1,86
220	-2,00	-1,86

Bovenflens		
dikte f [mm]	$\sigma_{p,onder}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,boven}$ [N/mm ²]
260	-3,59	-3,75
260	-3,59	-3,75
260	-3,59	-3,75
280	-3,32	-3,49
280	-3,32	-3,49
320	-2,87	-3,07
320	-2,87	-3,07
320	-2,87	-3,07
320	-2,87	-3,07
320	-2,87	-3,07
320	-2,87	-3,07

controle maximale spanningen

$\sigma_{c,max}$ (druk): [N/mm2] Voldoet ✓
 $\sigma_{c,max}$ (trek): [N/mm2] Voldoet ✓

wigzetting

Wigzetting: [mm]
 ΔP : [kN/m] ΔP : [kN/m]
 $\sigma_{pm,0}$: [N/mm2] ✓ $\sigma_{pm,0}$: [N/mm2] ✓
 $\sigma_{p,max}$: [N/mm2] (vanuit materialen)
 $\sigma_{p,max}$: [N/mm2] (toetsen op)

relaxatie verlies

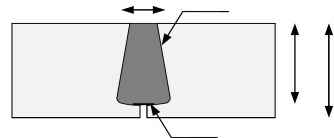
relaxatie verlies: [N/mm2]
 ΔP relax: [kN/m] [kN/m]

Kruip, krimp en relaxatie verliezen (prefab)

Totale lengte: [mm]
 ϵ_{cd} : [-] kh: [-] $\beta_{ds}(t_{inf},t_1)=1$
 ϵ_{ca} : [-]
 ϵ_{cs} : [-]
 ϕ_{RH} : [-] h0: [-]
 $\beta(t_0)$: [-]
 $\beta(f_{cm})$: [-]
 $\beta_c(t_{inf},t_4)$: [-] β_H : [-]
 $\phi(t_{inf},t_4)$: [-]
 σ gem: [N/mm2] σ gem: [N/mm2]
 $\epsilon_{s,1}$: [-] $\epsilon_{s,1}$: [-]
 $\epsilon_{s,2}$: [-] $\epsilon_{s,2}$: [-]
 $\epsilon_{s,3}$: [-] $\epsilon_{s,3}$: [-]
 $\epsilon_{s,4}$: [-] $\epsilon_{s,4}$: [-]

Kruip, krimp en relaxatie verliezen (voeg)

Voeg dikte: [mm]
 Totale lengte voeg: [mm]
 ϵ_{cd} : [-] kh: [-] $\beta_{ds}(t_{inf},t_1)=1$
 ϵ_{ca} : [-]
 ϵ_{cs} : [-]
 ϕ_{RH} : [-] h0: [-]
 $\beta(t_0)$: [-]
 $\beta(f_{cm})$: [-]
 $\beta_c(t_{inf},t_4)$: [-] β_H : [-]
 $\phi(t_{inf},t_4)$: [-]
 σ gem: [N/mm2] σ gem: [N/mm2]
 $\epsilon_{s,1}$: [-] $\epsilon_{s,1}$: [-]
 $\epsilon_{s,2}$: [-] $\epsilon_{s,2}$: [-]
 $\epsilon_{s,3}$: [-] $\epsilon_{s,3}$: [-]
 $\epsilon_{s,4}$: [-] $\epsilon_{s,4}$: [-]
 ΔP c+s+r: [kN/m] ΔP c+s+r: [kN/m]



Voorspankracht op t=inf

Pm,inf (per meter):

-412	[kN/m]
------	--------

 opm,inf :

916	[N/mm2]
-----	---------

Pm,inf (per meter):

-869	[kN/m]
------	--------

 opm,inf :

966	[N/mm2]
-----	---------

spanningen na het optreden van de verliezen (en voor de uitwendige belasting)

	x [m]:	Drsn: [-]	znc [mm]	hoogte [mm]	Ix [mm ²]	Ax [mm ²]	Onderflens			Bovenflens		
							dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]
1	5,00	1	1605	3000	9,10E+11	480000	220	-2,06	-2,15	260	-3,06	-3,20
2	10,00	2	1605	3000	9,10E+11	480000	220	-2,06	-2,15	260	-3,06	-3,20
3	15,00	2	1605	3000	9,10E+11	480000	220	-2,06	-2,15	260	-3,06	-3,20
4	20,00	3	1650	3000	9,34E+11	500000	220	-2,06	-2,13	280	-2,83	-2,98
5	25,00	3	1650	3000	9,34E+11	500000	220	-2,06	-2,13	280	-2,83	-2,98
6	30,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000	220	-2,04	-2,09	320	-2,44	-2,62
7	33,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000	220	-2,04	-2,09	320	-2,44	-2,62
8	40,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000	220	-2,04	-2,09	320	-2,44	-2,62
9	45,00	4	1728	3000	9,75E+11	540000	220	-2,04	-2,09	320	-2,44	-2,62
10	50,50	4	1728	3000	9,75E+11	540000	220	-2,04	-2,09	320	-2,44	-2,62

Moment controle voeg boven flens

SLS

σ_{c,max} (druk):

21	[N/mm ²]	Voldoet
----	----------------------	---------

 σ_{c,max} (trek):

0,00	[N/mm ²]	Voldoet
------	----------------------	---------

factor:

0,9	[-]
-----	-----

x [m]:	my,neg [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]	Bovenflens			
						my,pos [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]
1	5,00	-37	24	260	-0,57	-4,95	260	-0,66	-5,06
2	10,00	-15	28	260	-0,25	-5,33	260	-0,35	-5,45
3	15,00	-8	28	260	-0,26	-5,35	260	-0,37	-5,47
4	20,00	-26	31	280	-0,18	-4,98	280	-0,30	-5,13
5	25,00	-36	31	280	-0,17	-4,96	280	-0,30	-5,13
6	30,00	-32	36	320	-0,05	-4,43	320	-0,18	-4,60
7	33,00	-46	36	320	-0,04	-4,41	320	-0,17	-4,59
8	40,00	-48	36	320	-0,04	-4,41	320	-0,17	-4,59
9	45,00	-48	36	320	-0,04	-4,41	320	-0,17	-4,59
10	50,50	-48	36	320	-0,04	-4,41	320	-0,17	-4,59

Moment controle voeg onderflens flens

SLS

σ_{c,max} (druk):

21	[N/mm ²]	Voldoet
----	----------------------	---------

 σ_{c,max} (trek):

0,00	[N/mm ²]	Voldoet
------	----------------------	---------

x [m]:	my,neg [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]	Onderflens			
						my,pos [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]
1	5,00	-37	3	220	-1,48	-2,21	220	-1,56	-2,31
2	10,00	-15	5	220	-1,27	-2,48	220	-1,36	-2,60
3	15,00	-8	5	220	-1,28	-2,49	220	-1,38	-2,62
4	20,00	-26	4	220	-1,28	-2,42	220	-1,41	-2,57
5	25,00	-36	4	220	-1,27	-2,40	220	-1,41	-2,57
6	30,00	-32	4	220	-1,32	-2,32	220	-1,46	-2,50
7	33,00	-46	4	220	-1,30	-2,31	220	-1,45	-2,49
8	40,00	-48	4	220	-1,30	-2,30	220	-1,45	-2,48
9	45,00	-48	4	220	-1,30	-2,30	220	-1,45	-2,48
10	50,50	-48	4	220	-1,30	-2,30	220	-1,45	-2,49

Moment controle voeg boven flens

ULS

σ_{c,max} (druk):

35	[N/mm ²]	Voldoet
----	----------------------	---------

 σ_{c,max} (trek):

1,50	[N/mm ²]	Voldoet
------	----------------------	---------

Veiligheidsfactor:

0,9	[-]
-----	-----

x [m]:	my,neg [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]	Bovenflens			
						my,pos [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]
1	5,00	-52	36	260	0,49	-5,97	260	0,36	-6,13
2	10,00	-22	42	260	0,97	-6,54	260	0,82	-6,71
3	15,00	-12	42	260	0,96	-6,55	260	0,80	-6,75
4	20,00	-37	45	280	0,97	-6,10	280	0,79	-6,33
5	25,00	-51	45	280	0,99	-6,08	280	0,79	-6,34
6	30,00	-45	54	320	0,99	-5,44	320	0,80	-5,70
7	33,00	-66	54	320	1,01	-5,42	320	0,81	-5,69
8	40,00	-68	54	320	1,01	-5,41	320	0,81	-5,68
9	45,00	-68	54	320	1,01	-5,41	320	0,81	-5,69
10	50,50	-68	54	320	1,01	-5,41	320	0,81	-5,69

Moment controle voeg onderflens flens

ULS

σ_{c,max} (druk):

35	[N/mm ²]	Voldoet
----	----------------------	---------

 σ_{c,max} (trek):

1,50	[N/mm ²]	Voldoet
------	----------------------	---------

x [m]:	my,neg [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]	op,boven: [N/mm ²]	Onderflens			
						my,pos [kNm/m]	my,lok [kNm/m]	dikte f [mm]	op,onder: [N/mm ²]
1	5,00	-52	4	220	-1,29	-2,35	220	-1,42	-2,51
2	10,00	-22	7	220	-0,97	-2,76	220	-1,12	-2,93
3	15,00	-12	7	220	-0,98	-2,77	220	-1,15	-2,97
4	20,00	-37	7	220	-0,99	-2,67	220	-1,19	-2,91
5	25,00	-51	7	220	-0,98	-2,65	220	-1,19	-2,91
6	30,00	-45	6	220	-1,06	-2,55	220	-1,27	-2,81
7	33,00	-66	6	220	-1,03	-2,53	220	-1,26	-2,80
8	40,00	-68	6	220	-1,03	-2,52	220	-1,26	-2,79
9	45,00	-68	6	220	-1,03	-2,52	220	-1,26	-2,80
10	50,50	-68	6	220	-1,03	-2,52	220	-1,26	-2,80

Aansluit vlak: **Geprofileerd** **Zonder treksterkte voeg** (reken met of zonder treksterkte van de voeg)

c: **0,50** [-] Hoogte van de niet verbonden voeg: **50** [mm] (40 mm + 10 mm marge)
 μ: **0,90** [-] (120 mm voor eerste ondervoeg)

Bovenflens						
x [m]:	z lok [mm]	τ ed: [N/mm ²]	σ n [N/mm ²]	vrd [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	210	1,27	-2,74	2,47	0,514
2	10,00	210	1,20	-2,78	2,51	0,478
3	15,00	210	1,09	-2,80	2,52	0,431
4	20,00	230	0,88	-2,56	2,31	0,382
5	25,00	230	0,80	-2,55	2,29	0,350
6	30,00	270	0,60	-2,23	2,00	0,301
7	33,00	270	0,55	-2,20	1,98	0,276
8	40,00	270	0,45	-2,20	1,98	0,229
9	45,00	270	0,38	-2,20	1,98	0,192
10	50,50	270	0,31	-2,20	1,98	0,157

Onderflens						
x [m]:	dikte f [mm]	τ ed: [N/mm ²]	σ n [N/mm ²]	vrd [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	170	1,52	-1,96	1,77	0,859
2	10,00	170	1,44	-2,03	1,82	0,788
3	15,00	170	1,30	-2,06	1,85	0,700
4	20,00	170	1,15	-2,05	1,84	0,623
5	25,00	170	1,04	-2,05	1,85	0,562
6	30,00	170	0,90	-2,04	1,84	0,493
7	33,00	170	0,81	-2,03	1,82	0,443
8	40,00	170	0,65	-2,02	1,82	0,356
9	45,00	170	0,51	-2,03	1,82	0,282
10	50,50	170	0,39	-2,03	1,83	0,211

Bovenflens						
x [m]:	z lok [mm]	τ ed: [N/mm ²]	σ n [N/mm ²]	vrd [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	210	1,23	-2,74	2,47	0,498
2	10,00	210	1,16	-2,78	2,51	0,464
3	15,00	210	1,05	-2,80	2,52	0,417
4	20,00	230	0,85	-2,56	2,31	0,368
5	25,00	230	0,77	-2,55	2,29	0,335
6	30,00	270	0,57	-2,23	2,00	0,285
7	33,00	270	0,51	-2,20	1,98	0,257
8	40,00	270	0,41	-2,20	1,98	0,207
9	45,00	270	0,32	-2,20	1,98	0,163
10	50,50	270	0,24	-2,20	1,98	0,123

Onderflens						
x [m]:	dikte f [mm]	τ ed: [N/mm ²]	σ n [N/mm ²]	vrd [N/mm ²]	u.c. [-]	
1	5,00	170	1,52	-1,96	1,77	0,859
2	10,00	170	1,44	-2,03	1,82	0,788
3	15,00	170	1,30	-2,06	1,85	0,700
4	20,00	170	1,15	-2,05	1,84	0,623
5	25,00	170	1,04	-2,05	1,85	0,562
6	30,00	170	0,90	-2,04	1,84	0,493
7	33,00	170	0,81	-2,03	1,82	0,443
8	40,00	170	0,65	-2,02	1,82	0,356
9	45,00	170	0,51	-2,03	1,82	0,282
10	50,50	170	0,39	-2,03	1,83	0,211

