

Van Mourik Broekmanweg 6  
2628 XE Delft  
Postbus 49  
2600 AA Delft

[www.tno.nl](http://www.tno.nl)

T +31 88 866 30 00  
F +31 88 866 30 10  
[infodesk@tno.nl](mailto:infodesk@tno.nl)

## TNO-rapport

**TNO-060-DTM-2011-04312**

# Haalbaarheidsstudie vezelversterkt (zeer)hogesterktebeton in de hoofdinfrastructuur

Datum 16 februari 2011

Auteur(s) Agnieszka Bigaj-van Vliet (TNO, redactie)  
Rene Braam (TU Delft)  
Jan Gijsbers (TNO, projectleider)  
Steffen Grünewald (TU Delft)  
Niek Kaptijn (Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V.)  
Henk Sliedrecht (RWS)  
Hans de Vries (RWS)  
Math Pluis (Spanbeton)

Aantal pagina's 170 (incl. bijlagen)  
Aantal bijlagen 3  
Opdrachtgever RWS  
Projectnaam Toepassen VV(Z)HB in hoofdinfrastructuur  
Projectnummer 054.01754

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, foto-kopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belang-hebbenden is toegestaan." "All rights reserved.

© 2012 TNO

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b> .....	<b>4</b>
1.1	Aanleiding voor het onderzoek .....	4
1.2	Vraagstelling .....	5
1.3	Opzet van het rapport .....	5
1.4	Projectuitvoering .....	6
<b>2</b>	<b>Ervaringen met toepassingen</b> .....	<b>7</b>
2.1	Gerealiseerde technologische toepassingen .....	7
2.2	Gerealiseerde constructieve toepassingen .....	8
<b>3</b>	<b>Onderzoek</b> .....	<b>11</b>
3.1	Inleiding .....	11
3.2	Samenvatting resultaten afstudeerprojecten .....	11
3.3	Verkenning promotieonderzoek TU Delft .....	13
3.4	Kennisleemtes en risico's .....	14
<b>4</b>	<b>Normering en regelgeving</b> .....	<b>15</b>
4.1	Verkenning nationale en internationale richtlijnen .....	15
4.2	Materiaaldefinities en toepassingsgebieden .....	15
4.3	Ontwerpconcepten.....	16
4.4	Kennisvragen mbt. ontbrekende regelgeving .....	16
<b>5</b>	<b>Uitvoeringsaspecten, materiaal- en praktijkproeven</b> .....	<b>18</b>
5.1	Productiemethode.....	18
5.2	Eisen aan materiaal en mengsamenstelling .....	18
5.3	Mengen .....	18
5.4	Bekisting .....	19
5.5	Transport, storten, verdichten en nabehandeling .....	19
5.6	Koud en warm weer.....	19
5.7	Warmtebehandeling.....	19
5.8	Kwaliteitseisen .....	20
5.9	Materiaaleigenschappen .....	20
<b>6</b>	<b>Evaluatie</b> .....	<b>22</b>
6.1	Kansen, kennisleemtes en risico's .....	22
6.2	Technisch kansrijke toepassingen.....	23
6.3	Discussie haalbaarheid .....	24
<b>7</b>	<b>Conclusies en aanbevelingen</b> .....	<b>26</b>
7.1	Conclusies .....	26
7.2	Aanbevelingen .....	26
<b>8</b>	<b>Ondertekening</b> .....	<b>28</b>
<b>Bijlagen 29</b>		
A1	Overzicht van afstudeerprojecten van de TU Delft.....	29
	<i>1996 - E.J. Hilboldt – Mogelijkheden van hoogwaardig beton voor de tunnelbouw</i> .....	29
	<i>1977 - G. van Blokland – Verbreding van viaducten in beton van reactief poeder</i> .....	42
	<i>2000 – H.Tol – B200-betonnen schuiven voor de Stormvloedkering Oosterschelde</i> .....	47
	<i>2001 - M. van der Kolk – Haalbaarheid van hoge sterkte vezelversterkt vloeibeton voor spanwandprofielen</i> .....	50

2002 - R. Tol - Spanwand van HSVVZVB - een nieuw ontwerp beproefd .....	51
2002 - T.S. Vervoort – Zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw .....	58
2003 - M. Post – Spankabelschuif – Haalbaarheidsstudie: Een hefschuif in zeer hoge sterkte beton (B200) met een spankabelversteving .....	61
2005 - A. Aljeboury – Applicability of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRC) Elements in Structures .....	64
2004 – L. Zeestraten Detailontwerp ophaalbrug in zeer hoge sterkte beton (B200) voor verkeersklasse .....	69
2004 - A. ten Voorde – Kokerligger in zeer hogesterktebeton .....	73
2005 – I.M. van der Ven - Optimalisatie van Hoge Sterkte Beton uitbouwbruggen .....	78
2005 – R. Fransen – oktober 2005 - Ontwerp van een ophaalbrug in CRC .....	82
2005 – J. de Bruijn – HS2 Studie voorgespannen spoorbrug in hogere sterkte beton – slank, slanker, slankst .....	83
2006 – J. den Hollander - Technische haalbaarheidsstudie van een ultra-hoge-sterkte betonnen boogbrug .....	88
2007 – T. van Arkel - Technische haalbaarheid van een tuibrug in hogesterktebeton - Het vergroten van de hoofdoverspanning .....	92
2007 - C. van Welij – Prefab kokerbalken in voorgespannen vezelversterkt hogesterktebeton .....	96
2008 – T. de Vries - Modulaire Fiets- en Voetgangersbrug in vezelversterkt hoge- en zeer hogesterktebeton .....	100
2008 - S.F. Currie – IJmeerbrug in Zeer-HogeSterkteBeton - Haalbaarheidsstudie van een staalbetonbrug en een kokerliggerbrug in ZHSB .....	103
2009 – B. van den Broek - Modulaire Autobrug in vezelversterkt ultra-hogesterktebeton ....	105
A2 Overzicht van promotieprojecten van de TU Delft .....	108
S. Grünwald, TU Delft, 2004 .....	108
Prestatie-gericht ontwerpen van zelfverdichtend vezelbeton .....	108
P. Schumacher, TU Delft, 2006 .....	111
Rotatiecapaciteit van zelfverdichtend staalvezelbeton .....	111
Ivan Markovic, TU Delft, 2006 .....	114
Hoogwaardig Hybride-Vezelbeton: Ontwikkeling en toepassingen .....	114
E.S. Lappa, TU Delft, 2007 .....	117
Hoge sterkte staalvezelbeton – materiaalgedrag (buiging) onder statische belasting en vermoeiing .....	117
B Overzicht internationale normen en richtlijnen .....	120
B1 AFGC Recommendations .....	122
B2 JSCE .....	125
B3 JSCE Recommendation (2) .....	129
B4 CNR Guideline .....	133
B5 fib Model Code .....	136
B6 DAfSb Guideline .....	139
B7 CUR Aanbeveling .....	141
B8 NZS Standard .....	142
B9 SCA Recommendation .....	143
C Ervaringen met toepassingen van VV(Z)HSB .....	144
C2 Gerealiseerde technologische toepassingen .....	144
C3 Gerealiseerde constructieve toepassingen .....	149
C4 Ontwerpen en berekenen .....	165
C5 Materiaal- en praktijkproeven .....	168
C6 Conclusies .....	169

# 1 Inleiding

## 1.1 Aanleiding voor het onderzoek

Door de ontwikkeling van nieuwe en verbeterde hulp- en vulstoffen, en door het toepassen van vezels voor betonmengsels zijn de voorbije circa drie decennia grote stappen gezet in de ontwikkeling van betonsoorten met een hoger dan "normale" ("normaal" is tot ca. 60 N/mm<sup>2</sup>) druksterkte. Zo is de stap gezet naar vezelversterkt hogesterktebeton (VVHSB), vezelversterkt zeerhogesterktebeton (VVZHSB) en vezelversterkt ultrahogesterkte beton (VVUHSB). In het kader van dit onderzoek wordt onder deze aanduidingen het volgende verstaan:

- VVHSB druksterkte<sup>1</sup> van ca. 60 N/mm<sup>2</sup> tot ca. 100 N/mm<sup>2</sup>
- VVZHSB druksterkte<sup>1</sup> van ca. 100 N/mm<sup>2</sup> tot ca. 150 N/mm<sup>2</sup>
- VVUHSB druksterkte<sup>1</sup> van ca. 150 N/mm<sup>2</sup> tot ca. 250 N/mm<sup>2</sup>

De toepassing van vezelversterkt (zeer)hogesterktebeton VV(Z)HSB blijft tot nu toe beperkt tot slechts enkele projecten. Dit is met name toe te schrijven aan de complexiteit van de afweging tussen de kostprijs van het materiaal, de prestaties van een constructie en de risico's in technische, economische en milieutechnische zin. De belangrijkste objectieve belemmeringen hebben te maken met:

- Onbekendheid met het materiaal is een drempel voor toepassing (onbekend maakt onbemind);
- Ontbrekende rekenregels of onervarenheid met rekenregels maken toepassing onzeker en leiden tot conservatieve inschattingen (sterkte);
- Onvolledige rekenregels doen niet altijd volledig recht aan de prestaties van het materiaal (sterkte, duurzaamheid);
- Kostenafwegingen op basis van alleen de stichtingskosten doen geen recht aan het langeduurgedrag van het materiaal (onderhoud).

Om de huidige impasse rond de innovatie met VV(Z)HSB te doorbreken, is door Rijkswaterstaat het onderzoeksproject "Vezelversterkt (zeer) hogesterkte beton in de hoofdinfrastructuur" geïnitieerd. Dit project heeft tot doel deze belemmeringen te doorbreken en een impuls te geven aan de toepassing van dit nieuwe materiaal, (mede vanuit de overweging dat Rijkswaterstaat als 'launching customer' kan optreden), mits de toepassing van VV(Z)HSB aansprekende kansen biedt voor de civiele infrastructuur.

Binnen deze doelstelling wordt de uitvoering van een proefproject voorzien waarin VV(Z)HSB daadwerkelijk in de praktijk wordt toegepast. De toepassing dient daarbij het resultaat te zijn van een afwegingsproces waarin VV(Z)HSB als voorkeursvariant naar voren komt.

Het beoogde onderzoeksproject heeft een gefaseerde opbouw in deelprojecten:

- Haalbaarheidsstudie;
- Selectie van kansrijke toepassingen en uitwerking voorstel proefproject;
- Realisatie proefproject;
- Evaluatie proefproject.

Dit rapport heeft betrekking op het deelproject "Haalbaarheidsstudie". Het doel van dit deelproject is aan te geven waar de kansen voor de toepassing van VV(Z)HSB liggen.

---

<sup>1</sup> karakteristieke kubus druksterkte

Op basis van de uitkomsten daarvan kan in de volgende projectfase gericht worden gezocht naar concrete proefprojecten waarbinnen VV(Z)HSB een alternatief kan zijn.

Indien voor een proefproject gekozen wordt is het van belang een project te kiezen waarbij de voordelen van VV(Z)HSB duidelijk worden benut. De toepassing mag op voorhand niet eenmalig zijn, waarbij het aantoonbaar is dat het een beter alternatief is dan de daarvoor gebruikelijke oplossingen. Een objectief afwegingsproces verdient daarbij de voorkeur. Dit wordt hier expliciet vermeld omdat in de praktijk de toepassingen soms uit subjectieve prestige-overwegingen zijn gedaan, of alleen berusten op het, ongeacht de kosten, willen tonen van technische mogelijkheden.

## 1.2 Vraagstelling

De haalbaarheidsstudie dient een kwalitatief inzicht te geven in de perspectieven en belemmeringen om VVHSB, VVZHSB en VVUHSB toe te passen in de civiele constructies van Rijkswaterstaat. Daarbij dient rekening te worden gehouden met de missie van RWS (een vlotte en veilige doorstroming van het verkeer), in relatie tot dit onderwerp. Mede daardoor is (minder) verkeershinder bij nieuwbouw, renovatie of aanpassing een kritische succesfactor bij het beschouwen van de geschiktheid van de toepassing. Het resultaat dient te zijn gebaseerd op integrale afweging van de technische aspecten en – voor zover mogelijk - economische en milieu aspecten.

De volgende vragen dienen te worden beantwoord:

- Waar en onder welke omstandigheden is het zinvol om dit beton toe te passen?
- Waar geeft het kansen of mogelijkheden en waar is voor RWS winst te behalen? Bijvoorbeeld kleinere constructiehoogte, weglaten van wapening of constructie(onderdelen) welke normaal gesproken niet met beton gemaakt (kunnen) worden.
- Wat is nog onvoldoende bekend, welk onderzoek is nodig en wat zijn de risico's?

In de haalbaarheidsstudie worden de eigenschappen en de (toepassings)mogelijkheden van VV(Z)HSB beoordeeld in relatie tot mogelijke constructieve toepassingen. Een score op onderdelen gevolgd door een totaalweging om perspectiefvolle toepassingsmogelijkheden inzichtelijk te maken, wordt gegeven.

## 1.3 Opzet van het rapport

Hoofdstuk 1 van deze rapportage geeft de toelichting op de aanleiding tot het onderzoek, gevolgd door de vraagstelling voor dit deelonderzoek. Vervolgens worden in Hoofdstuk 2 de ervaringen met toepassingen van VV(Z)HSB besproken. Hoofdstuk 3 vermeldt de relevante Nederlandse onderzoeken m.b.t. VV(Z)HSB. Hoofdstuk 4 geeft een overzicht van de nationale en internationale richtlijnen, die op dit moment beschikbaar zijn of binnenkort worden verwacht. De meest kritische uitvoeringsaspecten voor VV(Z)HSB, incl. materiaal- en praktijkproeven, worden besproken in Hoofdstuk 5. Ten slotte, in Hoofdstuk 6, volgt de discussie van haalbaarheid van VV(Z)HSB in de hoofdinfrastructuur. Het rapport wordt afgesloten met conclusies en aanbevelingen in Hoofdstuk 7. In de bijlagen A t/m C is achtergrondinformatie gegeven bij Hoofdstukken 2 t/m 4.

#### **1.4 Projectuitvoering**

De werkzaamheden zijn door RWS, TNO en TUD in het samenwerkingsverband InfraQuest uitgevoerd. In de loop van het project zijn vier gezamenlijke werksessies gehouden, waaraan de opstellers van dit rapport deel hebben genomen. De drie partijen hebben allen de bij hen aanwezige specifieke kennis ingebracht met betrekking tot VV(Z)HSB. Deze werkwijze zorgt ervoor dat de kennis binnen InfraQuest wordt ontwikkeld en gedeeld.

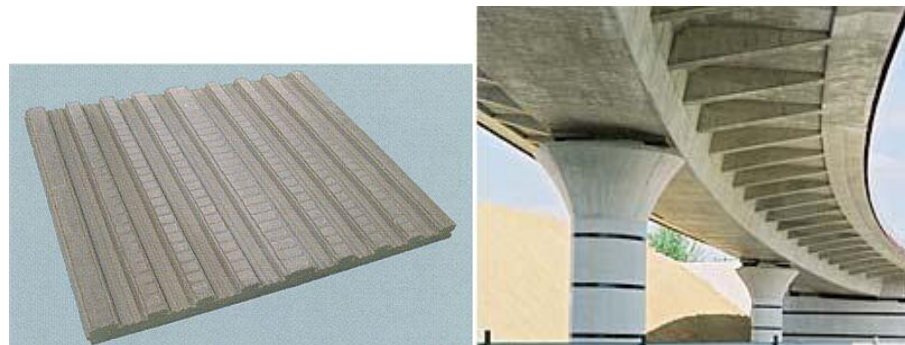
Aangesloten is op het RWS project "Innovatie en vernieuwing van materialen" dat onderdeel is van het RWS Kennisveld Materialen. Tevens zijn verbanden aanwezig met de InfraQuest Thema's "Materialen", "Natte Infrastructuur" en "Droge Infrastructuur".

## 2 Ervaringen met toepassingen

### 2.1 Gerealiseerde technologische toepassingen

Bij toepassingen met een technologische achtergrond springen de volgende voordelen van VV(Z)HSB het meest in het oog (de hoofdstukverwijzingen hebben betrekking op Bijlage, waarin meer informatie over ervaringen is opgenomen):

- De betonspecie ontmengt veel minder snel dan gebruikelijke betonmengsels. Hierdoor treedt nauwelijks bleeding of ontmenging op en krijgt het beton een homogene opbouw.
- Meestal zal de specie zelfverdichtend zijn. Hierdoor kunnen fijn gedetailleerde en dunne betonconstructies worden gemaakt. Wanneer een dicht wapeningsnet of voorspanstrengen worden toegepast (met weinig dekking) dan zullen deze nog goed worden omhuld met betonspecie. Enkele voorbeelden hiervan zijn brugdekelementen voor staalbetonbruggen (C 3.4.1), de rijdekpanelen op de Kaagbruggen in Rijksweg 44 (C 3.4.2) en de damwandplanken van SPANBETON (C 3.8).
- Het beton is zeer dicht. De aantasting door vorst, dooizouten en andere agressieve stoffen is bijzonder gering. De constructie krijgt hierdoor een zeer lange, onderhoudsarme levensduur. Dit geldt voor alle toepassingen. De toepassingen waarvoor deze eigenschap extra belangrijk is, zijn bekistingsschalen (C 2.1), galerijplaten (C 2.3) en de rijdekpanelen op de Kaagbruggen.



Figuur 2-1 Bekistingsschalen en schalen

- Het beton is zeer slijtvast. Daardoor is het bijzonder geschikt voor bescherming tegen erosie door met het water meegevoerd zand in rivieren zoals bij de stuwen in de Maas (hoofdstuk 2.2), maar ook tegen slijtage door autobanden zoals in de rijdekpanelen op de Kaagbruggen. In de Mississippi haven (Europoort) worden bekistingspanelen tevens gebruikt als geleide- en aanlegvoorziening.



Figuur 2-2 Overstortend water bij de stuw in de Maas bij Sambeek

## 2.2 Gerealiseerde constructieve toepassingen

Vanuit de constructieve invalshoek blijkt dat zeer lichte en slanke constructies kunnen worden gemaakt. Het is mogelijk om dunne (25 – 50 mm) constructiedelen te maken omdat wapening niet meer nodig is, ofwel dat de dekking op de wapening kan worden verkleind.

Veel toepassingen zijn opgebouwd uit geprefabriceerde elementen die met voorspanelementen aan elkaar worden gespannen; zie figuur 2-3 en 2-4. Op deze manier kunnen dure bekistingen die vaak speciaal voor één bepaalde toepassing worden gemaakt, meerdere keren worden gebruikt. Voor voetgangers zijn overspanningen tot 120 m gemaakt (Seoul, C 3.3.3), voor autoverkeer tot 50 m (A51 Lyon, C 3.3.4).

De prefabelementen kunnen zowel in de fabriek als op de bouwplaats worden gemaakt.



Figuur 2-3 De bekisting van de prefabdelen voor de autobrug bij Kampung Linsum, Maleisië; (50 m)

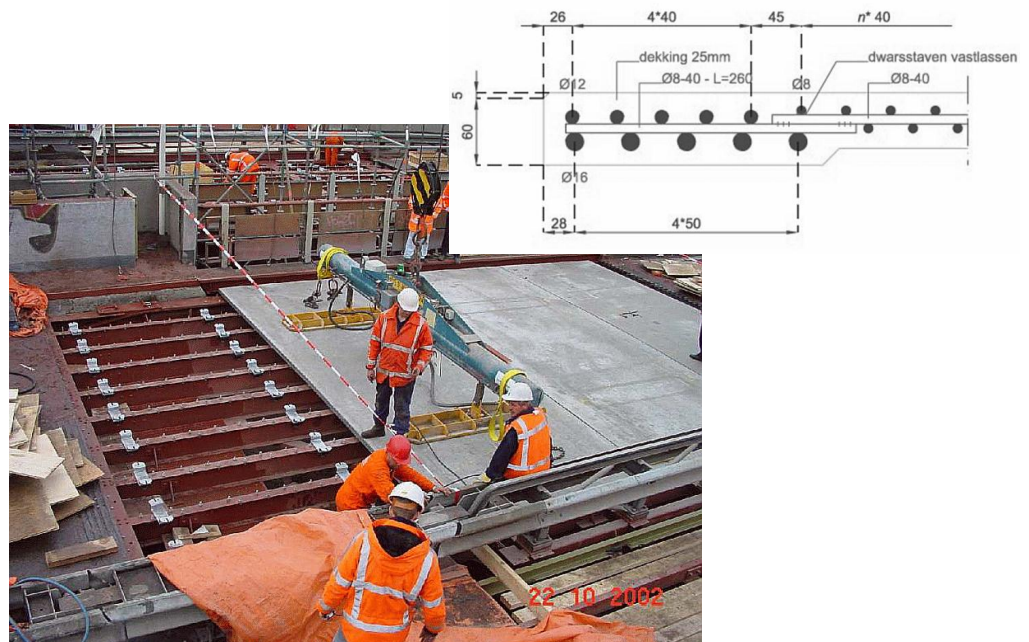




Figuur 2-4 De voetgangersbrug bij Sakata Mirai (Japan; 49 m)

Constructies kunnen ook uit één stuk op een werf worden gemaakt, naar de bouwplaats getransporteerd en met een kraan geplaatst. Enkele fiets/voetgangersviaducten zijn op deze manier gebouwd: de Wolhuisbrug (Purmerend; 14 m; C 3.5.1) en de Gooisebrug (Vleuten – De Meern; 20 m; C 3.5.2).

Constructies die tot nu toe werden gemaakt van staal of hout kunnen nu ook van VVZHSB worden gemaakt. Het gewicht van deze alternatieven hoeft niet veel af te wijken van dat van de hout- en staalconstructies. De duurzaamheid is aanzienlijk groter, er is vrijwel geen onderhoud nodig en de stichtingskosten zijn meestal lager. Voorbeelden zijn de rijdepanelen op de Kaagbruggen, de hoogwaterkering in de Diefdijk (C 3.9.2) en de sluisdeuren op IJburg (C 3.9.3).



Figuur 2-5 Geprefabriceerde rijdepanelen op de Kaagbruggen in RW44

VVZHSB kan ook op kleine schaal worden gebruikt, bijvoorbeeld in verbindingstroken van geprefabriceerde elementen. Vanwege de zeer grote aanhechtsterkte kunnen deze zeer smal zijn. De sterkte is groter dan die van de te koppelen delen.



Figuur 2-6 een verbindingsstrook tussen twee rijdekelementen, klaar om te storten

Met VV(Z)HSB kunnen constructies op een eenvoudige manier worden gerepareerd of versterkt. Beschadigde betondelen kunnen worden bekleed (pijlvoeten en overstorten; C 2.2) en brugdekken kunnen worden versterkt (C 3.6).



Figuur 2-7 Schuifdeuren in een van de sluisen op IJburg (Amsterdam)

## 3 Onderzoek

### 3.1 Inleiding

Aan de TU Delft is de voorgaande twee decennia onderzoek verricht naar de eigenschappen en constructieve toepassingsmogelijkheden van VV(Z)HSB. In de twee volgende paragrafen komen de resultaten van, respectievelijk, afstudeerprojecten en promotieonderzoeken aan de orde. Meer informatie hierover is te vinden in bijlage A1I resp. A2.

### 3.2 Samenvatting resultaten afstudeerprojecten

De aan de TU Delft verrichte afstudeeronderzoeken naar de toepassingsmogelijkheden van VV(Z)HSB wijzen uit dat het een materiaal is met een breed scala aan opties. Deze zijn terug te voeren op de verbeteringen in materiaaleigenschappen, die ten opzichte van normaal beton aanwezig zijn. Te noemen zijn:

- een (sterk) verhoogde druksterkte, in combinatie met een toegenomen stuikbreukwaarde, zodanig dat een plastische tak in de spanning-rekrelatie aanwezig is en exclusief lineair-elastisch materiaalgedrag wordt voorkomen (het voorkomen van brosse breuk);
- een verhoogde treksterkte, in combinatie met een na-scheurtreksterkte;
- een sterk toegenomen duurzaamheid door grote dichtheid tegen agressieve stoffen.

Aan de genoemde voordelen zijn ook nadelen verbonden. Te noemen zijn:

- toegenomen gevoeligheid voor onvolkomenheden in het productie- en uitvoeringsproces;
- toename van de eenheidsprijs.

De genoemde aspecten en hun impact op het ontwerp worden nu kort besproken.

#### 3.2.1 *Druksterkte en drukspanning-rekrelatie*

Betonconstructies worden geacht te waarschuwen alvorens bezwijken optreedt. Dat is te realiseren door voldoende rotatiecapaciteit in de doorsnede te hebben. De constructie waarschuwt dan door scheurvorming en grote vervormingen. De rek van het betonstaal is een parameter in die relaties. In een doorsnede is de rek van het betonstaal mede een functie van de stuikbreuk rek van het op druk belast beton. Bij normaal beton en hoge sterkte beton zonder staalvezels (d.w.z. tot en met C50/60, resp. tot circa C100/115), neemt de stuikbreuk rek af, terwijl de rek waarbij de rekenwaarde van de sterkte wordt bereikt, toeneemt. Het gevolg is een afname van de lengte van de "plastische" tak in de spanning-rekrelatie. Het toevoegen van staalvezels leidt tot een toename van de lengte van de plastische tak en daarmee tot een gunstiger spanning-rekrelatie.

Uit de studies komt de vraag naar voren in hoeverre de hogere druksterkte kan worden benut. Het realiseren van een toename van de druksterkte kan niet los worden gezien van een toename van de kostprijs van het betonmengsel, te weten het toevoegen van staalvezels, het toepassen van hulp- en vulstoffen en een complexer mengproces. Tevens is het de vraag of de drukkrachtcapaciteit ook benut kan worden. Immers, krachtenevenwicht in de doorsnede vraagt om een trekkracht uit uitwendige belasting en/of beton- of voorspanstaal in de doorsnede. Tevens is het voorspanstaal niet in alle situaties volledig te benutten, aangezien de hoeveelheid voorspanstaal soms wordt bepaald door SLS-overwegingen en niet

door ULS-overwegingen. Hierop wordt nader ingegaan bij het bespreken van de treksterkte van het materiaal.

### 3.2.2 *Treksterkte en na-scheurtreksterkte*

De treksterkte van staalvezelbeton kan toenemen tot circa  $10 \text{ N/mm}^2$ . Het betreft hier een centrische treksterkte. De buigtreksterkte kan aanzienlijk hoger liggen, afhankelijk van de proefstukafmetingen en de vezeloriëntatie. Tot een vezelgehalte van circa 2 volumeprocenten (ca.  $150 \text{ kg/m}^3$  staalvezels) neemt in een centrische trekproef de treksterkte af nadat scheurvorming is opgetreden. Dan is sprake van strain softening; boven de 2% wordt gesproken van strain hardening. Wordt daarentegen het gedrag bij buiging beschreven, dan kan al bij in normaal beton gebruikelijke vezelgehaltenes van circa  $45 \text{ kg/m}^3$  sprake zijn van strain hardening gedrag. Het verschil is toe te schrijven aan het feit dat de momentcapaciteit niet alleen het resultaat is van een na-scheurtreksterkte, maar ook van een inwendige hefboomsarm in de doorsnede.

In constructieberekeningen blijkt het SLS-stadium vaak maatgevend te zijn. Dat is toe te schrijven aan de keuze voor het realiseren van een constructie waarin SLS trekspanningen worden geaccepteerd, orde van grootte, bijvoorbeeld,  $5 \text{ N/mm}^2$ . De benodigde voorspanning wordt op deze voorwaarde gebaseerd. ULS berekeningen wijzen dan bijna altijd uit dat voldoende breukweerstand aanwezig is. Het toepassen van betonstaal, anders dan praktische wapening, is dan meestal niet nodig. Hier kan de vraag worden gesteld of gekozen wordt voor een optimaal ontwerp. Immers, staalvezels hebben een gunstige invloed op het scheurgedrag, zeker in combinatie met betonstaal: de vezels reduceren de scheurafstand en de betonstaalspanning in de scheur. In die situatie kan een afgewogen keuze tussen materialen worden gemaakt en kan een SLS-ULS optimalisatie worden uitgevoerd.

De na-scheurtreksterkte kan ook worden benut bij het detailleren van de constructie, zoals bij de inleiding van krachten (bv. voorspankrachten).

De uitgevoerde studies wijzen uit dat een optimum betonsterkteklasse in de orde C90/105 – C100/115 ligt. De SLS-ontwerpcriteria kunnen daarin een belangrijke rol spelen. Het is dus zeer wel mogelijk dat een meer vrije keuze van SLS-criteria er toe leidt dat de “optimale sterkteklasse” anders komt te liggen. Daarbij moet wel worden aangetekend dat veel ontwerpen zijn gebaseerd op statisch bepaalde constructies. Daar spelen krachten uit steunpuntszettingen en opgelegde vervormingen geen of een ondergeschikte rol. Bij statisch onbepaalde constructies kan het stijve constructiegedrag juist aanleiding geven tot het ontstaan van grote doorsnedekrachten.

### 3.2.3 *Duurzaamheid*

VV(Z)HSB heeft een dermate hoge dichtheid, dat indringing van agressieve stoffen (o.a. chloride) nauwelijks optreedt. Het materiaal is tevens in hoge mate bestand tegen erosie. Hierdoor kan de betondekking op het voorspanstaal en/of betonstaal aanzienlijk kleiner zijn dan in “normaal” beton. De winst die hiermee wordt geboekt, kan zich direct vertalen in een afname van de constructie-afmetingen, zeker als de betondrukzone niet geheel wordt uitgenut.

### 3.2.4 *Productieproces*

In hoofdstuk 5 wordt uitgebreid ingegaan op de aspecten die extra aandacht vragen bij het productieproces.

### 3.2.5 *Eenheidsprijs*

In de diverse afstudeerprojecten wordt uitgebreid aandacht besteed aan een kostenafweging. Hierbij moet de kanttekening worden gemaakt dat de kosten van het mengsel sterk afhankelijk zijn van de op dat moment van toepassing zijnde marktprijzen en concurrentie. Als VV(Z)HSB een bredere toepassing vindt, zullen de prijscomponenten inzichtelijker worden en zal mogelijk het aandeel van materiaal aan de kostprijs van het product kleiner worden.

Uiteraard kan ook een kritische opmerking worden gemaakt met betrekking tot de volledigheid van de gemaakte afwegingen. Hierbij moet worden bedacht dat in afstudeerprojecten vaak met eenheidsprijzen wordt gewerkt. Deze zullen mogelijk niet alle nuances bevatten en nauwkeurigheid hebben, zoals die gebruikelijk zijn bij een concreet project.

## 3.3 **Verkenning promotieonderzoek TU Delft**

De resultaten van de promotieonderzoeken op het gebied van staalvezelbeton wijzen uit dat het toepassen van staalvezels effectief is voor het vergroten van de taaiheid van beton onder druk en het verkrijgen van een na-scheur treksterkte. De bezwijkbeelden onder druk- en trekspanningen wijzen op lokalisatie van vervormingen. Bij bezwijken op druk treedt lokalisatie in een "afschuif" band op, waardoor plaatselijk hoge stuikbreukrekken worden geregistreerd. Hetzelfde fenomeen doet zich voor bij belasten op trek, waarbij vervormingen zich concentreren in een scheur. Een vertaalslag van een discrete verplaatsing in een rek moet worden gemaakt.

Met betrekking tot het gedrag onder druk wordt voorgesteld de spanning-rekrelatie uit te breiden met een lineair dalende tak. Stuikbreuk treedt op bij een rek die circa tweemaal de rek bij de druksterkte is. De exacte waarde is afhankelijk van het vezelgehalte en de vezelfactor (vezellengte / vezeldiameter).

Het gedrag onder trek is te beïnvloeden door gebruik te maken van een mix van vezels. Korte vezels zijn het meest effectief bij kleine scheurwijdten; lange vezels bij grote scheurwijdten. Het gedrag onder axiale trek kan zowel strain hardening (toename van de sterkte na scheurvorming) als strain softening uitwijzen. Het omslagpunt ligt bij circa 2 volumeprocent staalvezels. Bij de vertaalslag naar een na-scheur spanning-rekrelatie voor het ontwerp, treedt eerder strain hardening op. Bij ontwerpen waar kan worden volstaan met doorsnedeberekeningen kan het nascheurgedrag worden gesimuleerd door een eenvoudige aanpassing van het spanningrekdiagram van het beton. Voor ingewikkelder of nauwkeuriger berekeningen kan dit worden gesimuleerd door een lamellenmodel. Iedere lamel krijgt een spanning-scheurwijdterelatie. Door een effectieve constructielengte te omschrijven, kan de spanning-scheurwijdterelatie van een lamel worden vertaald in een spanning-rekrelatie. Onderzoek aan het doorsnedegedrag dat gestapelde lamellen leveren, wijst uit dat al bij relatief lage vezelgehalten sprake kan zijn van strain hardening. Bij hoge vezelgehalten treedt bijkomend meervoudige scheurvorming op, waardoor het na-scheurgedrag taaier is. Dat aspect is mee te nemen door de effectieve constructielengte afhankelijk te maken van het vezelgehalte.

De combinatie staalvezelbeton – betonstaal is onderzocht. Gangbare modellen voor het berekenen van scheurafstand en scheurwijdte en rotatiecapaciteit zijn aan te passen, zodat het gedrag van gewapend staalvezelbeton goed kan worden beschreven.

### 3.4 Kennisleemtes en risico's

De in dit hoofdstuk gepresenteerde resultaten van theoretisch en experimenteel onderzoek naar het gedrag en de toepassingsmogelijkheden van VV(Z)HSB moeten mede worden gezien in het licht van de destijds beschikbare informatie. Zo is, bijvoorbeeld, in de afstudeerprojecten gebruik gemaakt van voorschriften waarin constructieve rekenmethoden zijn gegeven. De betreffende voorschriften kunnen een beperkt toepassingsgebied hebben. Door het grote scala aan typen materialen (betondruksterkte, staalvezelgehalte), zijn (nog) geen voorschriften voorhanden die het gehele VV(Z)HSB spectrum dekken. Tevens zijn de constructieve aspecten van VV(Z)HSB nog niet allemaal met dezelfde diepgang onderzocht. Als voorbeeld zijn te noemen de dwarskrachtweerstand en het gedrag van het materiaal bij vermoeiingsbelasting. In een aantal voorschriften wordt dit ondervangen door de eigenschappen te ontleen aan de resultaten van experimenten op ware grootte.

Vergelijkbare aspecten spelen een rol bij de productie van geprefabriceerde elementen of de uitvoering van constructies van VV(Z)HSB. Uit de gepresenteerde onderzoeken blijkt de productie- of uitvoeringswijze (lees: de wijze van storten) van grote invloed te zijn op de vezeloriëntatie en vezelverdeling en daarmee op de materiaaleigenschappen. Ook is nog onvoldoende bekend over uitvoeringsgerelateerde aspecten als toelaatbare staafafstanden van betonstaal, de uitvoering van stornaden etc.

Daar waar in de studies een kostenafweging is gemaakt, is deze uitgevoerd met de destijds van toepassing zijnde eenheidsprijzen. Die kunnen over de jaren heen een sterke fluctuatie vertonen. In de studies zijn uitvoeringsgerelateerde risico's niet beschouwd en zijn die dus ook niet vertaald in kosten.

## 4 Normering en regelgeving

### 4.1 Verkenning nationale en internationale richtlijnen

De reden dat VVB (vezelversterktbeton), VVZHSB (vezelversterkt zeerhogesterktebeton) en VVUHSB (vezelversterkt ultrahogesterktebeton) nog niet wordt toegepast op grote schaal is onder meer het ontbreken van regelgeving voor het ontwerpen met het materiaal. In Nederland is de regelgeving voor de toepassing van staalvezelbeton thans beperkt tot elastisch ondersteunde vloeren en verhardingen (CUR-Aanbeveling 35/36) en puntvormig ondersteunde bedrijfsvloeren (CUR-Aanbeveling 111). Vooralnog is er bijvoorbeeld geen Aanbeveling beschikbaar die het mogelijk maakt vrijdragende constructies van staalvezelbeton te ontwerpen. Hoewel een aantal landen (o.a. Frankrijk, Japan, Italië, Duitsland) en organisaties (*fib* SAG5, ACI Comite 544, RILEM Technical Committee 162-TDF) onlangs diverse aanbevelingen of ontwerp richtlijnen hebben voorgesteld, zijn deze concepten niet opgenomen in de Europese regelgeving (Eurocode) en op dit moment zijn de ontwerpregels voor VV(Z)HSB constructies niet beschikbaar in de belangrijkste internationale bouwvoorschriften.

Een aantal internationale documenten wordt in Bijlage B van dit rapport besproken, met betrekking tot o.a. de materiaaldefinitie, het toepassingsgebied, (de onderdelen van) de ontwerpconcepten en - waar onderkend - de essentiële kennisleemtes in deze ontwerprichtlijnen.

### 4.2 Materiaaldefinities en toepassingsgebieden

Uit de analyse van diverse documenten valt op te maken dat er geen uniforme definitie van VV(Z)HSB wordt toegepast. Een beknopt overzicht van de materiaaldefinities in de diverse richtlijnen is hier onder weergegeven; meer informatie is te vinden in Bijlage B.

Richtlijn en materiaaltipe	$f_{ck}$	overige kenmerken materiaal
DAfSt, bijlage B, ref.6 <b>Normal FRC</b>	< 60 MPa	cementgebonden materiaal met staal vezels betonsterkteklasse tot C50/60
<i>fib</i> Model Code, bijlage B, ref.5 <b>Normal or High performance FRC</b>	< 120 MPa	cementgebonden materiaal met staal, polymeer, carbon, glas or naturel vezels
CNR, bijlage B, ref.4 <b>Normal or High performance FRC</b>	< 120 MPa	cementgebonden materiaal met staal, polymeer, carbon, glas or naturel vezels vezelpercentage > 0.3 Vol.-%
AFGC, bijlage B, ref.1 <b>Ultra High Performance FRC</b>	150-250 MPa	cementgebonden materiaal met staalvezels (mogelijk ook polyester vezels)
JSCE , bijlage B, ref.2 <b>Ultra High Strength FRC</b>	>150 MPa	cementgebonden materiaal met vezels karakteristieke treksterkte > 5MPa sterkte bij eerste scheur > 4 MPa vezelpercentage > 2 Vol.-%
JSCE , bijlage B, ref.3 <b>High Performance FRC</b> (Strain Hardening Cement-based Composite)	-	gemiddeld breukrek bij trek > 0.5% gemiddelde scheurwijdte < 0.2 mm

Voetnoot: FRC - vezelversterkt beton (VVB)  
 $f_{ck}$  - de karakteristieke waarde van de druksterkte, conform de definitie in de desbetreffende richtlijn

Er zijn ook significante verschillen voor wat betreft de toepassingsgebieden en de randvoorwaarden. Te noemen is, bijvoorbeeld, het al dan niet hanteren van een eis met betrekking tot een minimumwapening in de vorm van betonstaal, eventueel in combinatie met de van toepassing zijnde milieuklassen. Bijv. volgens de DAfSt-richtlijn is het baseren van de constructieve weerstand op de eigenschappen van alleen staalvezelbeton bij statisch bepaalde constructies niet toegestaan. Daarom moet bij die toepassing aanvullend wapeningsstaal worden toegepast. Deze beperking is echter niet in alle richtlijnen te vinden. Bijv. AFGC en JSCE Recommendations en *fib* Model Code staan het toepassen van staalvezelbeton zonder traditionele passieve (niet-voorgespannen) wapening toe, mits het materiaal staalvezelbeton onder trek spanning voldoende ductiele gedrag vertoont. Verder is het toepassen van staalvezelbeton voor voorgespannen beton niet door alle richtlijnen toegestaan en genormeerd: bijv. voorgespannen constructies vallen niet in de scope van de DAfSt-richtlijn.

#### 4.3 Ontwerpconcepten

Hoewel het merendeel van de documenten een vergelijkbare opzet heeft, verschillen de documenten in het toepassingsgebied en/of in de aanpak (en bepaling) van de materiaaleigenschappen en het constructief ontwerp. Bij nagenoeg alle aspecten is in meer of mindere mate sprake van verschillen, ondanks dat de achterliggende concepten veelal gelijk zijn. Als voorbeelden zijn te noemen: de standaard beproevingsmethode (bijv. met een buigbalkje), de vertaling van proefresultaten in een spanning-rekrelatie voor staalvezelbeton, het hanteren van gemiddelde of karakteristieke waarden, de moment-, dwarskracht- en ponsweerstandsberekening en de scheurwijdeberekening. Hieruit volgt dat de rekenmethodieken vaak van elkaar afwijken en dat de detailinvulling op een groot aantal punten zeer verschillend is.

#### 4.4 Kennisvragen mbt. ontbrekende regelgeving

Het ontbreken van regelgeving heeft deels te maken met openstaande kennisvragen. Het ontwerpen met VV(Z)HSB bouwt voort op de ervaring met "traditionele" betonsoorten waarbij het niveau van de kennis en ervaring met de VV(Z)HSB enorm is toegenomen in de afgelopen jaren. Echter, om optimaal gebruik van dit materiaal mogelijk te maken, is er op bepaalde gebieden verder onderzoek nodig, dat voornamelijk gericht moet worden op verifiëren en optimaliseren van de voorgestelde ontwerpregels. Zo moeten zowel de laboratoriumgegevens en de gegevens uit de monitoring van praktijkprojecten benut worden om te komen tot meer betrouwbare ontwerpregels voor VV(Z)HSB.

Kennisvragen hebben betrekking op zowel het materiaal zelf, als de duurzaamheid en het gebruik in constructies. Als voorbeelden kunnen genoemd worden:

- tijdsafhankelijk gedrag van VV(Z)HSB: gegevens over kruip en krimp zijn relatief beperkt, en de specifieke voorwaarden van laboratoriumonderzoek en het soms onstabiele gedrag onder vroege belasting leiden tot grote onvolkomenheden in huidige ontwerpmethoden.
- afschuifdraagvermogen: het is niet voldoende bekend of de huidige ontwerpregels voor HSB geëxtrapoleerd mogen worden naar VV(Z)HSB.
- vermoeiingsgedrag van VV(Z)HSB
- gedrag van VV(Z)HSB bij verhoogde (brand) en cryogene temperaturen



- aanhechting en verankering in VV(Z)HSB: de geldigheid van de formules voor de aanhechting actieve en / of passieve wapening in VV(Z)HSB moet worden gecontroleerd, vooral omdat de verankeringslengte van voorgespannen wapening waarschijnlijk erg kort is.
- duurzaamheid van VV(Z)HSB: de stabiliteit en de veroudering van mengsels, de stabiliteit van hydraten en mogelijke risico's van interne chemische reacties, met name in het geval van warmtebehandeling, etc.
- mengselontwerp en uitvoeringsaspecten: op dit moment is er duidelijk een gebrek aan rationele concepten voor het optimaliseren van het mengproces en het storten van beton (incl. het effect van het uitvloeien op vezelsverdeling en oriëntatie, het effect van trillingen etc.).

Voor verdere beschrijving van de onderwerpen die nader onderzoek of specificatie vragen wordt verwezen naar de opmerkingen bij AFGC GT BFFUP, 2002, "Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations" en bij *fib* Model Code 2010, in Bijlage B van dit rapport.

## 5 Uitvoeringsaspecten, materiaal- en praktijkproeven

### 5.1 Productiemethode

Vezelversterkt (zeer)hogesterktebeton (VV(Z)HSB)) kan zowel met droge mortels (als premix) als ook met individueel gedoseerde componenten geproduceerd worden. Een productie-installatie moet over de juiste inrichting beschikken. De weeg-installatie moet van hoge kwaliteit en precies genoeg zijn om de componenten met voldoende nauwkeurigheid te kunnen doseren. Een menger moet in staat zijn fijn-korrelige, hoog-viskeuze mengsels te homogeniseren; vezels moeten in een regelmatige aanvoer gedoseerd kunnen worden.

### 5.2 Eisen aan materiaal en mengselsamenstelling

Door het gebruik van hulpstoffen en een grote hoeveelheid cement heeft VV(Z)HSB normaal gesproken een zeer lage water-cement factor. Speciale aandacht moet aan de controle van het doseren van water besteed worden (bijvoorbeeld bij het meten van vocht op toeslag en in hulpstoffen). De mengselsamenstelling van VV(Z)HSB moet voor een toepassing geoptimaliseerd worden - door middel van een bruikbaarheidsstudie wordt de geschiktheid aangetoond. Regelmatige controles gedurende de productie (met name verwerkbaarheid en sterkteontwikkeling) zijn noodzakelijk. De tolerantie-eisen met betrekking tot het afwegen van een voorgemengde mortel worden bepaald door het productblad van de leverancier. Het is aan te bevelen van iedere levering een monster te bewaren. De individuele componenten worden apart in silo's opgeslagen. Microsilica (als poeder) en cement moeten tegen het opnemen van vocht beschermd worden om klontering te voorkomen. Een homogene verdeling van fijne poeders in een suspensie moet door geschikte maatregelen gewaarborgd zijn. Vezels moeten vrij zijn van vocht, stof en verontreiniging.

### 5.3 Mengen

Gebruikelijke menginstallaties zijn in principe ook voor VV(Z)HSB geschikt. Een homogene doormenging van de componenten in een voldoende korte mengtijd is noodzakelijk om een productieonderbreking te voorkomen. Het toepassen van een hogesnelheidsmenger of een vacuümmenger bevordert het mengproces. De volgorde van toevoegen van de componenten in een menger heeft invloed op zowel de verwerkbaarheid als de eigenschappen in de verharde fase. Het toevoegen van een grotere hoeveelheid vezels stelt speciale eisen aan de doseerinstallatie. Het toevoegen moet een beheerst proces zijn en de vezels moeten dusdanig gedoseerd worden dat er geen klonteren van vezels in de menger optreedt. Een gelijkmatige verdeling van vezels wordt beter gewaarborgd als deze verspreid worden voordat ze de menger bereiken (bijvoorbeeld door middel van het toepassen van een trilband). Gebruikelijk worden na een aangepaste mengtijd van droge componenten de hulpstoffen (zoals superplastificeerder en versneller) toegevoegd. Het mengen kan duidelijk langer duren in vergelijking met traditioneel beton (10 minuten of zelfs langer). Overmatig mengen kan het te snelle aanstijven van VV(Z)HSB bevorderen. Door het verdichten/trillen van vloeibare VV(Z)HSB kunnen vezels ontmengen en kan het gehalte lucht lokaal zelfs toenemen. De periode van verwerkbaarheid moet op de eisen met betrekking tot transport, verwerkingsduur en afwerken aangepast zijn. Het monitoren van de verwerkbaarheid is vereist en kan bij bijzonder warme en koude

weersomstandigheden duidelijk anders zijn (zowel de vloeibaarheid als ook de periode van verwerkbaarheid).

#### **5.4 Bekisting**

De bekisting moet aan de eisen van vloeibare/verdichte VV(Z)HSB voldoen; ten opzichte van traditioneel beton kan de bekistingdruk duidelijk hoger zijn (net als bij zelfverdichtend beton). De bekisting moet voldoende dicht en sterk zijn om de hoge bekistingdruk op te kunnen nemen.

#### **5.5 Transport, storten, verdichten en nabehandeling**

VV(Z)HSB kan gepompt, op een transportband vervoerd of met een kubel gestort worden. In een stortplan worden de stortmethode en de locatie van het storten vastgelegd. Voor het bepalen van de verwerkbaarheid moet rekening gehouden worden met de tijd tussen het mengen en het beëindigen van het storten en het verdichten. Vaak heeft VV(Z)HSB een hoge vloeibaarheid; het storten van VV(Z)HSB moet aangepast worden aan de mengseleigenschappen. Een verdichtinginstallatie moet aangepast zijn aan de vloeibaarheid en speciale verwerkbaarheid van VV(Z)HSB. De verticale afstand tussen de mal en een stortkubel moet beperkt worden om het ontmengen en het klonteren van vezels in de mal te voorkomen. Een continue proces van betoninbrengen is aanbevolen. Het ontstaan van lagenvorming tussen twee leveringen moet door geschikte maatregelen voorkomen worden. Het betonoppervlak moet beschermd worden tegen uitdrogen. Het verdichten van VV(Z)HSB mag niet leiden tot ontmenging of vezel-vrije gebieden. VV(Z)HSB is vaak 'kleverig' - dit maakt het afwerken van het oppervlak moeilijker in vergelijking met traditioneel beton. Door middel van verdichtingsenergie (bijvoorbeeld door het toepassen van een trilbalk) is het oppervlak eenvoudiger af te werken. Het moment van afwerken wordt aangepast aan de mengseleigenschappen; de weersomstandigheden hebben een grote invloed op het resultaat van het afwerken. Een aangepaste nabewerking (curing van het oppervlak en een nabehandeling) is vereist voor het beschermen van het oppervlak tegen plastische krimp scheuren.

#### **5.6 Koud en warm weer**

Bij koud weer (onder + 5°C) moeten maatregelen genomen worden zoals het verwarmen van toeslag en/of van het mengwater, het toepassen van dik bekistinghout of geïsoleerde mallen, het toevoegen van een verhardingsversneller en/of het verwarmen van de mal. Bij warm weer (+ 25-35°C) moet overwogen worden speciale maatregelen te nemen om het oplopen van de betontemperatuur in de bekisting te beperken en een terugloop van de verwerkbaarheid te beperken. Warm weer (al dan niet in combinatie met wind) heeft een ongunstige invloed op de gevoeligheid tegen plastische krimp scheuren.

#### **5.7 Warmtebehandeling**

Om op een vroeg moment een hoge beginsterkte te hebben en/of krimp en kruip na het ontkisten te verlagen, kan voor VV(Z)HSB een warmtebehandeling toegepast worden. Hierbij is te denken aan enkele dagen verwarmen (start warmtebehandeling 24 uur na het mengen) bij een temperatuur van 70-90°C onder normale of verhoogde druk. Daarna heeft VV(Z)HSB een sterkte die dichtbij zijn eindsterkte ligt. Warmtebehandelingen van 40-160°C (gedurende 1 dag tot 7

dagen) zijn reeds uitgevoerd. De aangegeven warmtebehandeling wordt in de praktijk met name bij voorgespannen en geprefabriceerde elementen (bijvoorbeeld met de VV(Z)HSB -premix 'Ductal') toegepast. Spanningsverschillen die kunnen ontstaan in een constructie gedurende het opwarmen en het afkoelen moeten door middel van het aanbrengen van isolatie beperkt worden.

## 5.8 Kwaliteitseisen

Het kwaliteitsniveau bij VV(Z)HSB ligt hoger in vergelijking met traditionele betonsoorten. Een kwaliteitsplan moet opgesteld worden om te waarborgen dat de kwaliteit van VV(Z)HSB op een constant hoog niveau blijft. De verantwoordelijkheden, de toleranties met betrekking tot het doseren van mengselcomponenten, de productievолgorde (inclusief stortplan) en de maatregelen bij afwijkingen moeten vastgelegd zijn. Eisen met betrekking tot het beproeven, de materiaaleigenschappen en de productie-eisen moet duidelijk omschreven zijn; de testresultaten worden gedocumenteerd.

## 5.9 Materiaaleigenschappen

Gedurende de productie moet gewaarborgd blijven dat VV(Z)HSB en de geproduceerde constructie aan de eisen voldoen. Testen met betrekking tot eigenschappen in de vloeibare en de verharde fase moeten uitgevoerd worden. Belangrijke eigenschappen van VV(Z)HSB zijn: druksterkte, elasticiteitsmodulus, het trekgedrag (treksterkte bij scheurinitiatie, maximale treksterkte en bijbehorende rek/scheuropening), het soortelijk gewicht, de thermische uitzettingscoëfficiënt, krimp en kruip. In sommige gevallen zijn voor de mengselkeuze ook de duurzaamheid, de vorstdoel weerstand en het brandgedrag maatgevend.

Het voordeel van een voorgemengde mortel is dat veel eigenschappen al bekend/bepaald zijn; met betrekking tot deze eigenschappen van VV(Z)HSB is het voldoende als gewaarborgd is dat het geleverde materiaal aan de specificaties voldoet (m.b.t. mengselsamenstelling, toleranties en andere contracteisen). Voor het bepalen van projectspecifieke (nog onbekende) eigenschappen zijn aanvullende testen vereist.

Net als andere speciale betonsoorten (zoals zelfverdichtend beton of verdichtingsarm hoge sterkte beton) heeft VV(Z)HSB een lage water-poeder verhouding en is de cementlijm in het algemeen vrij homogeen van samenstelling. Speciaal moet daarom aandacht besteed worden aan de nabehandeling van het betonoppervlak om plastische krimpscheuren te voorkomen.

Door het toevoegen van vezels kunnen materiaaleigenschappen zoals treksterkte, taaiheid en druksterkte verbeterd worden; scheurwijdtes kunnen verminderd worden. In hoeverre eigenschappen beïnvloed worden, wordt onder andere bepaald door het type, de dosering, de verdeling en de oriëntatie van de vezels. De vezeloriëntatie kan afwijken van een gelijkmatige oriëntatie in alle richtingen. De mengselsamenstelling, de eigenschappen van beton in de vloeibare fase, de productiemethode en de vorm van een te storten element bepalen of en hoe vezels oriënteren. In de Franse VVUHSB-norm (AFGC, 2002) wordt de productie van een representatief proefelement (schaal 1 op 1) voorgeschreven. Met behulp van een proefelement en door middel van buigproeven op gezaagde proefstukken worden een aantal oriëntatiefactoren (K-factoren: lokaal/globaal) bepaald. De oriëntatiefactoren zijn een maat voor de spreiding van de treksterkte in hetzelfde element (lokaal: op één positie en in één richting en globaal: in het hele element). Ook bij de productie van een proefelement moeten de stortmethode, de manier van

nabewerking, het aanbrengen van aansluitingen, het instorten van wapening en afweegtoleranties van tevoren vastgelegd zijn.

Een afwijking van materiaaleigenschappen tussen laboratorium- en praktijkproeven kan veroorzaakt worden door hoe een mengsel samengesteld is, de verwerkbaarheid, de productieomstandigheden en de toepassing waarvoor het mengsel gebruikt wordt (in combinatie met de gekozen productiemethode). Voorbeelden hiervan zijn: a) de elasticiteitsmodulus wordt onder andere door het gehalte en de soort toeslag bepaald, niet-homogene mengsels kunnen in elasticiteitsmodulus verschillen en b) de vezels kunnen meer of minder effectief zijn afhankelijk van de oriëntatie (deze bepaalt de uittrekkraft) en de distributie (homogeniteit is een mengseleigenschap of wordt beïnvloed door het productieproces).

## 6 Evaluatie

### 6.1 Kansen, kennisleemtes en risico's

Toepassing van VV(Z)HSB kan voordelen geven op het gebied van esthetiek, duurzaamheid, stichtings- en onderhoudskosten, bouwtijdverkorting, transport, plaatsing van de constructie, enz.

- Op LCC-basis zijn de kosten vrijwel altijd aanzienlijk lager dan die van alternatieve materialen (hout, staal, vezelversterkte kunststof).
- Voor alle toepassingen geldt dat een bijdrage wordt geleverd aan duurzaam bouwen. Er zijn minder grondstoffen nodig dan voor een constructie van een gebruikelijke betonsoort. Door de grote duurzaamheid is nauwelijks onderhoud nodig en zal de levensduur minimaal 100 jaar zijn. Sloopproducten kunnen hoogwaardig worden hergebruikt.
- Voor het verkrijgen van een optimaal ontwerp is het niet altijd nodig om de hoogste sterkteklasse toe te passen. Het combineren van constructiedelen met en zonder wapening, voorspanning en verschillende sterkteklassen kan tot een optimale oplossing leiden.
- Verschillende toepassingen zijn een alternatief voor constructies die tot nu toe voornamelijk in hout of staal werden uitgevoerd.

Er zijn (nog) geen voorschriften voorhanden die het gehele VV(Z)HSB spectrum dekken. De beschikbare voorschriften betreffen doorgaans een beperkt toepassingsgebied. Tevens zijn de (o.a. constructieve) aspecten van VV(Z)HSB nog niet allemaal met dezelfde diepgang onderzocht. Als voorbeelden van de kennisleemtes zijn te noemen:

- Tijdsafhankelijke gedrag (kruip en krimp) in relatie tot bijv. ontwerpregels voor voorgespannen constructies;
- Afschuifdraagvermogen in relatie tot bijv. ontwerpregels voor dwarskrachtweerstand;
- Aanhechting en verankering in relatie tot bijv. detailleringregels voor constructies;
- Stabiliteit en veroudering van de mengsels in relatie tot bijv. duurzaamheid.

Diverse risico's spelen een rol bij de productie van geprefabriceerde elementen of de uitvoering van constructies van VV(Z)HSB. De productie- of uitvoeringswijze (lees: de wijze van storten) kan van grote invloed zijn op de materiaaleigenschappen en daarmee op het constructief gedrag en de duurzaamheid. Ook is nog onvoldoende bekend over uitvoeringsgerelateerde aspecten als toelaatbare staafafstanden van betonstaal, de uitvoering van stortnaden etc. Bijzondere aandacht is vereist voor mengselontwerp, mengproces, verwerkbaarheid, productiemethode en nabehandeling:

- Een aantal eigenschappen wordt door de verdeling en de oriëntatie van de vezels beïnvloed. De invloed van de verwerkbaarheid en de productiemethode kan proefondervindelijk bepaald worden. De laboratoriumomstandigheden reflecteren niet noodzakelijk de praktijkomstandigheden en kunnen de oorzaak van een variatie in eigenschappen zijn.
- Het toevoegen van vezels in het mengproces moet beheerst gebeuren.
- Door een grotere vloeibaarheid in vergelijking met traditioneel beton zal de bekistingdruk hoger zijn; de productiemethode moet op de mengseleigenschappen aangepast worden.

- VV(Z)HSB is gevoeliger voor lagenvorming (productiemethode hierop aanpassen) en plastische krimpscheuren (voldoende nabehandelen).

## 6.2 Technisch kansrijke toepassingen

In de navolgende tabel zijn verschillende mogelijke toepassingen opgenomen. De tabel is opgebouwd uit vier kolommen:

1. De mogelijke toepassingen. Hierbij is gekeken naar toepassing bij viaducten, bruggen en in de waterbouw vanuit het perspectief van de Dienst Infrastructuur (DI) van Rijkswaterstaat.
2. Een toelichting waarom de betreffende toepassing is opgenomen.
3. De score. Het betreft een weergave van het potentieel van VV(Z)HSB in deze toepassing bij infrastructurele werken van Rijkswaterstaat met als criteria technische uitvoerbaarheid en economische voordelen. De score is bepaald op basis van expert judgement vanuit het perspectief van de Dienst Infrastructuur (DI) van Rijkswaterstaat. De score verloopt van 1 tot 5 waarbij 1 beperkt en 5 zeer kansrijk is.
4. Mogelijkheden van en bij toepassing.

Toepassing	Toelichting	Score	Mogelijkheden
<b>Joint Cast</b>	Het maken van zeer sterke en korte verbindingen, snel op sterkte.	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Koppeling prefab rijdekken</li> <li>– Koppeling nieuw aan oud</li> </ul>
<b>Verloren bekistingen</b>	VV(Z)HSB alleen daar waar nodig. Snel en op lastige plaatsen toepasbaar.	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Schoon werk, bijzondere vormen, versnelling bouwtijd, minder hinder.</li> <li>– Langere levensduur</li> </ul>
<b>Prefab liggers</b>	Optimalisatie prefab toepassingen.	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Slanker en kleinere constructiehoogte mogelijk.</li> <li>– Beugels vervangen door vezels.</li> <li>– Minder transportbewegingen door bredere liggers (minder hinder)</li> <li>– Gewichtsvermindering (minder materiaalgebruik en lichter).</li> <li>– Grotere overspanning, geen tussensteunpunt nodig</li> </ul>
<b>Verbreidingen</b>	Licht belast. Licht in gewicht.	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Smalle verbreidingen waarbij inspectiepad/voetpad en geleidrail op verbreiding worden geplaatst.</li> </ul>
<b>Stalen val</b>	VV(Z)HSB vergt geen onderhoud.	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Bestaand, vervanging (dek of geheel)</li> <li>– Nieuwbouw</li> </ul>
<b>Overlagen stalen brugdekken</b>	Reduceren vermoeiingsbelasting stalen rijdekken	5	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Sneller en beter bij staalvezelbeton zonder wapening</li> </ul>
<b>Fiets/voetgangers bruggen</b>	Slanke constructies (licht belast, licht in gewicht).	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>– LCC (alternatief voor staal, traditioneel beton en kunststof)</li> <li>– Vormgeving</li> </ul>
<b>Renovatie</b>	Gebruik van specifieke eigenschappen (sterkte, duurzaamheid, taaiheid).	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Vervangen zwaar belaste aangetaste onderdelen.</li> </ul>

Toepassing	Toelichting	Score	Mogelijkheden
<b>Sluisdeuren Hoogwaterkeringen</b>	Alternatief voor hout en staal	5	– Renovatie en nieuwbouw – Betere LCC score
<b>Damwanden</b>	Alternatief voor hout en staal	4	– Renovatie en nieuwbouw – Betere LCC score
<b>Remmingwerken, Beschermings- constructies, Droogzetvoor- zieningen</b>	Alternatief voor hout en staal	2	– Renovatie en nieuwbouw – Betere LCC score

Uit de analyse wordt geconcludeerd dat de meest kansrijke toepassingen (score 4 en 5) voor VV(Z)HSB zijn:

- **Joint Cast:** Deze zijn in het buitenland, in de infrastructuur, op beperkte schaal, toegepast. Naar verwachting is nog verder onderzoek noodzakelijk voordat tot toepassing kan worden overgegaan.
- **Prefab liggers:** Deze worden veel toegepast. Hierdoor zal een optimalisatie al snel interessant worden. Een substantiële invloed hierbij is de vervanging van beugels door vezels. Dit levert aanzienlijk slankere en dus lichtere liggers. Hiervoor is echter onderzoek en de ontwikkeling van ontwerpregels noodzakelijk.
- **Overlagen stalen brugdekken:** In het Project Renovatie Bruggen (PRB) worden verschillende grote stalen bruggen in de hoofdinfrastructuur overlaagd met een dunne laag HSB voorzien van wapening. Door de wapening te vervangen door vezels is de verwachting dat veel uitvoeringsproblemen kunnen worden voorkomen. Hiervoor is onderzoek nodig naar, onder andere, het gedrag onder vermoeiing in relatie tot discrete scheurvorming.
- **Sluisdeuren en hoogwaterkeringen:** De eerste sluisdeuren en hoogwaterkeringen in VVZHSB gewapend met betonstaal zijn al toegepast. Verdere toepassing wordt belemmerd door onbekendheid en het ontbreken van ontwerpregels. Met name voor grootschalige toepassing zullen eerst vragen over materiaaleigenschappen en rekentechnieken beantwoord dienen te worden.
- **Damwanden:** De toepassing van betonnen damwanden lijkt voor de hand te liggen. De praktijk leert dat hier belemmeringen zijn waardoor toepassing niet van de grond komt. Mogelijk door onbekendheid, maar ook door (ontbrekende) ontwerpregels.

### 6.3 Discussie haalbaarheid

In Nederland is voldoende kennis en ervaring met de ontwikkeling, productie en uitvoering aanwezig om VV(Z)HSB-projecten te kunnen uitvoeren. Betonmortelcentrales, prefab-bedrijven en universiteiten kunnen alternatieve mengsels (voor in de handel verkrijgbare mengsels) ontwikkelen op basis van de hen (voor de dagelijkse praktijk) ter beschikking staande grondstoffen. In Nederland is tevens voldoende kennis voorhanden om VV(Z)HSB constructies te ontwerpen en berekenen. De onderkende risico's en kennisleemtes kunnen in specifieke gevallen worden verkend en ingevuld, zodat met specifieke ontwerp- en uitvoeringsprocedures het minimaal vereist veiligheidsniveau van kunstwerken kan worden gegarandeerd.



Gelet op de doelstellingen van Rijkswaterstaat zijn de in 6.1 genoemde voordelen op het vlak van duurzaam bouwen en LCC evident. Echter, een verdere onderbouwing is nodig, maar afhankelijk van concrete toepassingen.

Op grond van deze bevindingen wordt geconcludeerd dat projecten met VV(Z)HSB technisch haalbaar zijn. De meeste winst is daarbij te halen bij de in paragraaf 6.2 genoemde meest (kansrijke) toepassingen.

Desondanks zijn er enkele belangrijke belemmeringen te noemen die het op grotere schaal toepassen van VV(Z)HSB in de weg staan:

- Specifieke kennisleemtes mbt de invloed van de uitvoering op de (variatie in) materiaaleigenschappen en daarmee op het constructiegedrag;
- Specifieke kennisleemtes mbt de constructieve veiligheid;
- Het niet beschikken over robuuste en kostprijsgunstige betonmengsels;
- Ontbrekende generieke ontwerp- en uitvoeringsregels;
- Mede door de beperkte ervaring met het toepassen van VV(Z)HSB in Nederland is sprake van onbekendheid met de materiaaleigenschappen en toepassingsmogelijkheden bij de meeste constructeurs en aannemers.

Om deze belemmeringen weg te nemen, zou een impuls kunnen worden gegeven in de vorm van een proefproject. De keuze van een proefproject kan worden gebaseerd op een selectie uit de meest kansrijke toepassingen. Bij de selectie zal niet alleen gelet moeten worden op de technische haalbaarheid, maar zal ook de economische haalbaarheid beoordeeld moeten worden. Bij de verdere uitwerking van het proefproject kunnen vervolgens de relevante kennisleemtes en risico's worden aangepakt, door middel van gerichte onderzoeken en/of verkenningen.

Opgemerkt wordt dat voor deze innovatieve toepassingen (qua constructie en betonsamenstelling) tijd en budget vereist is voor het uitvoeren van voldoende geschiktheids-, materiaal- en applicatieproeven. Relevant onderzoek aan proefstukken en/of prototypes moet de geschiktheid van VV(Z)HSB voor een gekozen oplossing bevestigen. De afmetingen van proefstukken en prototypes moeten voldoende groot zijn om representatief te zijn. Afhankelijk van de keuze van het proefproject kan het nodig zijn om een gedegen onderzoek uit te voeren naar de relevante materiaaleigenschappen, bijv. verwerkbaarheid, krimp, kruip, vermoeiingsgedrag, dichtheid (hiervoor kan een periode van 6 – 12 maanden, of langer, vereist zijn).

Door specifieke proefprojecten goed voor te bereiden en uit te voeren, worden de concrete belemmeringen voor de specifieke toepassingen weggenomen. Dit biedt een basis om binnen de betreffende toepassingsgebieden geschikte regelgeving te ontwikkelen en te introduceren in de praktijk. Daarmee worden geleidelijk aan de bestaande belemmeringen weggenomen.

## 7 Conclusies en aanbevelingen

### 7.1 Conclusies

Toepassing van VV(Z)HSB is op dit moment technisch haalbaar in alle genoemde (kansrijke) toepassingen bij viaducten, bruggen en in de waterbouw vanuit het perspectief van de Dienst Infrastructuur (DI) van Rijkswaterstaat. De voordelen op het vlak van duurzaam bouwen en LCC zijn evident. Echter, een verdere onderbouwing is nodig, toegesneden op concrete toepassingen.

Voorzover reeds sprake is geweest van toepassingen zijn het echter altijd bijzondere toepassingen geweest op basis van de engineering judgement van een zeer beperkt aantal specialisten. De stap naar een bredere industriële toepassing is nog niet gezet. Belemmeringen daarvoor worden gevormd door:

- Specifieke kennisleemtes mbt de invloed van de uitvoering op de (variatie in) materiaaleigenschappen en daarmee op het constructiegedrag;
- Specifieke kennisleemtes mbt de constructieve veiligheid;
- Het niet beschikken over robuuste en kostprijsgunstige betonmengsels;
- Ontbrekende generieke ontwerp- en uitvoeringsregels
- Er is in Nederland sprake van onbekendheid met de materiaaleigenschappen en toepassingsmogelijkheden bij de meeste constructeurs en aannemers

Door specifieke proefprojecten uit te voeren, kan een impuls worden gegeven aan de toepassing van VV(Z)HSB. In het verlengde daarvan kan regelgeving binnen specifieke toepassingsgebieden worden ontwikkeld. Daarmee worden de nu bestaande belemmeringen op den duur geslecht. De onbekendheid neemt daardoor af, hetgeen op zichzelf weer stimulerend werkt voor een bredere toepassing van het materiaal VV(Z)HSB.

### 7.2 Aanbevelingen

Om een impuls te geven aan het toepassen van VV(Z)HSB wordt aanbevolen om voor een selecte groep van kansrijke toepassingen proefprojecten nader uit te werken in een vervolgstudie. Bij deze vervolgstudie moet de nadruk worden gelegd op het systematisch onderbouwen en objectief aantonen van de voordelen van VV(Z)HSB in concrete toepassingen voor Rijkswaterstaat.

Aanbevolen wordt om de keuze van potentiële proefprojecten, die in vervolgstudie worden beoordeeld, te baseren op de analyse van de in dit rapport geïdentificeerde meest kansrijke toepassingen, te weten (in willekeurige volgorde):

- **Joint Cast**
- **Prefab-liggers**
- **Overlagen stalen brugdekken**
- **Sluisdeuren en hoogwaterkeringen**
- **Damwanden**

Bij de beoordeling van een potentieel proefproject tijdens de vervolgstudie zal niet alleen gelet moeten worden op de technische haalbaarheid, maar zal ook de economische haalbaarheid beoordeeld moeten worden, mede in vergelijking tot de toepassing van alternatieve materialen. Bij de beoordeling van de economische haalbaarheid zijn niet alleen de investeringskosten van belang maar ook kosten tijdens het gebruik van de constructie (LCC-benadering).

Verder wordt aanbevolen om bij de beoordeling van een potentieel proefproject tijdens de vervolgstudie aandacht te geven aan zowel de ontwerptechnische als de uitvoeringstechnische aspecten. In het bijzonder wordt aanbevolen om in de vervolgstudie inzichtelijk te maken, welke inspanning nodig is voordat tot ontwerp en uitvoering van het proefproject kan worden overgegaan.

Tevens wordt aanbevolen om in de vervolgstudie de relevante kennisleemtes en risico's selectief aan te pakken, door middel van gerichte onderzoeken en/of verkenningen. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de randvoorwaarden van relevant onderzoek dat de geschiktheid van VV(Z)HSB voor een gekozen oplossing moet bevestigen. Gedacht wordt daarbij aan, bijvoorbeeld, representatieve proefstukken en/of prototypes voor geschiktheids-, materiaal- en applicatieproeven.

Aanbevolen wordt om bij positieve uitkomst van de vervolgstudie, aansluitend het geselecteerde proefproject verder uit te werken in de vorm van een ontwerp. Indien ook daaruit blijkt dat het proefproject voordelen voor Rijkswaterstaat biedt dan kan worden besloten het proefproject in uitvoering te nemen.

De laatste aanbeveling heeft betrekking op de regelgeving met betrekking tot ontwerp en uitvoering. Aanbevolen wordt om de verdere ontwikkeling daarvan binnen het geselecteerde toepassingsgebied te baseren op de bevindingen tijdens de vervolgstudie en – in een latere fase – op de ervaringen tijdens het ontwerp en de uitvoering van de proefprojecten alsmede de evaluatie daarvan.

## 8 Ondertekening

Delft, 16 februari 2012



Ir F.B.J. Gijsbers  
Projectleider



Ir M.D. Stamm  
Research Manager  
Structural Reliability

## Bijlagen

### A1 Overzicht van afstudeerprojecten van de TU Delft

1996 - E.J. Hilboldt – Mogelijkheden van hoogwaardig beton voor de tunnelbouw

#### Samenvatting

Hoogwaardig beton is een betonsoort die steeds vaker wordt toegepast. De goede eigenschappen ten aanzien van de sterkte, de verhardingssnelheid en de verwerkbaarheid zijn de redenen hiervoor. In dit onderzoek is gekeken naar de mogelijkheden van hoogwaardig beton voor de tunnelbouw.

De hoofdstudie is opgesplitst in vier delen:

##### 1. Hoogwaardig beton

Hoogwaardig beton wordt verkregen door aan een conventioneel betonmengsel silica fume toe te voegen. Deze minerale toevoeging maakt het mogelijk een beton te maken met een hogere sterkte, een grotere verhardingssnelheid en een goede verwerkbaarheid. Het nadeel van hoogwaardig beton is de hogere prijs en het brosse gedrag.

##### 2. Ontwerpparameters tunnels

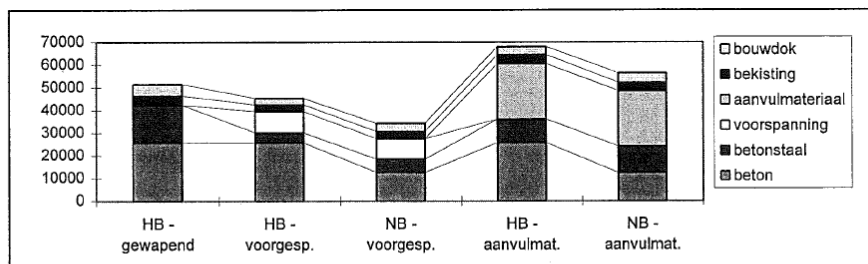
Het ontwerp van een tunnel wordt hoofdzakelijk bepaald door de bestemming van de tunnel, de diepteligging, de bouwtijd, de bouwkosten en de uitvoeringsmethode. De betondoorsnede wordt vaak gedimensioneerd op dwarskracht. In dit onderzoek zijn drie uitvoeringsmethoden onderzocht: de bouwputmethode, de zinkmethode en de boormethode. In het geval van een afgezonken tunnel wordt de betondoorsnede tevens bepaald door het drijvend transport van tunnelelementen.

##### 3. Mogelijkheden voor hoogwaardig beton

In dit deel zijn op basis van de eigenschappen van hoogwaardig beton en de ontwerpparameters van tunnels zes alternatieven ontwikkeld voor tunnels in hoogwaardig beton. Het belangrijkste criterium voor de afweging zijn de verwachte kosten van het alternatief in hoogwaardig beton ten opzichte van hetzelfde alternatief in normaal beton. Vervolgens is gekozen voor een afzinktunnel met een grote belasting.

##### 4. Case-study 'de Calandtunnel'

De Calandtunnel is een zinktunnel die in de oevers van het Calandkanaal wordt belast door een grondlaag met een maximale dikte van 19 meter. De volgende alternatieven zijn gedimensioneerd in hoogwaardig beton: een tunnel in gewapend beton, een tunnel met dwarsvoorspanning in dak en vloer en een tunnel in gewapend beton met een lichter aanvulmateriaal op het dak. De alternatieven zijn vergeleken met alternatieven in normaal beton, met als belangrijkste criteria de bouwkosten (zie figuur S.1) en de bouwtijd.



Figuur S.1 Gemiddelde kosten van 5 alternatieven van het zinkgedeelte van de Calandtunnel. De genoemde waarden dienen vermenigvuldigd te worden met fl.1000,-.

Voor tunnels in hoogwaardig beton zijn de kosten hoger (Calandtunnel:  $\approx 30\%$ ) en is de bouwtijd korter (Calandtunnel:  $\approx 20\%$ ), ten opzichte van tunnels in normaal beton. Aanbevolen wordt voor een boortunnel of een schalentunnel hoogwaardig beton te vergelijken met conventioneel beton. Tevens is het aan te bevelen te onderzoeken wat het kostenvoordeel is van een meer duurzame constructie door de toepassing van hoogwaardig beton.

## Hoofdstuk 13 - Conclusies en aanbevelingen

### 13.1 Inleiding

In dit onderzoek zijn de eigenschappen van hoogwaardig beton en de ontwerpparameters van tunnels beschreven. Op basis hiervan zijn zes alternatieven voor tunnels in hoogwaardig beton ontwikkeld. Deze zijn tegen elkaar afgewogen en vervolgens is één alternatief in een concrete situatie uitgewerkt, namelijk de Calandtunnel. Voor deze tunnel zijn een aantal alternatieven gedimensioneerd en vervolgens zijn voor deze alternatieven de bouwkosten en de bouwtijd bepaald en vergeleken met alternatieven in normaal beton. Op basis van het onderzoek naar de eigenschappen en de toepassingen van hoogwaardig beton (hoofdstuk 2 tot en met 7), het algemene onderzoek naar ontwerpparameters voor tunnels (hoofdstuk 8 tot en met 10), het algemene onderzoek naar tunnels in hoogwaardig beton (hoofdstuk 11) en de resultaten van de studie voor de Calandtunnel (hoofdstuk 12) worden conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan.

### 13.2 Conclusies

#### 1. Dimensionering

Door de grotere druksterkte van hoogwaardig beton, is de hoeveelheid benodigde wapening kleiner als de constructie op buiging wordt belast. Dit geldt alleen voor constructies die zodanig belast zijn dat de benodigde wapening groter is dan de minimaal vereiste wapening, zie bijlage VII. Voor de Calandtunnel (B85) wordt de hoeveelheid wapening ten opzichte van normaal beton B45, afhankelijk van de alternatieven, gereduceerd met 10 à 18 %, zie tabel 12.9.

#### 2. Kosten tunnels

##### a. Hoogwaardig beton

Uit tabel 11.2 blijkt dat de verwachte kosten van tunnels in hoogwaardig beton hoger zijn dan de kosten van tunnels in normaal beton. Dit wordt bevestigd door de resultaten van de studie voor de Calandtunnel. Hieruit blijkt dat de kosten van de Calandtunnel in hoogwaardig beton ongeveer 25 % hoger zijn dan die van de Calandtunnel in normaal beton. Hierbij zijn de verwachte hogere kosten van koeling en brandprotectie en de lagere onderhoudskosten van hoogwaardig beton niet inbegrepen. Uit de figuur 12.4 en figuur 12.5 blijkt dat de hogere kosten van een tunnel in hoogwaardig beton B85 het gevolg is van de hogere prijs van hoogwaardig beton. De besparing op de totale gemiddelde kosten van betonstaal, voorspanning, bekisting en bouwdoek zijn slechts 15 tot 21 % ten opzichte van de kosten van normaal beton. De bouwkosten van alternatieven in hoogwaardig beton B85 zouden in dit geval pas gelijk zijn aan die van normaal beton als de prijs van hoogwaardig beton B85 slechts 15 tot 21 % hoger is dan de gemiddelde prijs van normaal beton.

##### b. Dwarsvoorspanning

De kosten van een zinktunnel met een rechthoekig dwarsprofiel met dwarsvoorspanning in het dak en de vloer zijn vergelijkbaar met eenzelfde tunnel in gewapend beton. Dit blijkt uit de studie voor de Calandtunnel, zie de figuren 12.4 en 12.5.

##### c. Dwarskrachtwapening

In subparagraaf 9.3.3 is onderzocht wat de betonsterkte zou moeten zijn om ervoor te zorgen dat er geen dwarskrachtwapening nodig is. Echter uit bijlage XI blijkt dat de kosten van een hogere betonsterkte (in dit geval B85) veel hoger zijn dan de kosten van dwarskrachtwapening.

3. **Bouwtijd**  
Door de snellere sterkteontwikkeling van hoogwaardig beton is de bouwtijd van een tunnel in hoogwaardig beton korter dan die van een tunnel in normaal beton, zie paragraaf 7.2. In het geval van de tunnelementen van de Calandtunnel blijkt dat de bouwtijd van de alternatieven in hoogwaardig beton ongeveer 20 % korter is dan van de vergelijkbare alternatieven in normaal beton, zie tabel 12.13. Ook voor andere alternatieven van tunnels in hoogwaardig beton is een dergelijke besparing op de bouwtijd van de betonconstructie te verwachten.
4. **Duurzaamheid en waterdichtheid**  
Op basis van de betere verwerkbaarheid en de grotere dichtheid van hoogwaardig beton kan geconcludeerd worden dat een constructie in hoogwaardig beton een grotere duurzaamheid en een grotere waterdichtheid heeft, mits de benodigde aandacht wordt gegeven aan de uitvoering van de betonconstructie. De waterdichtheid en de duurzaamheid speelt vooral een rol wanneer de wapeningsconcentraties groot zijn. Door de grote hoeveelheid wapening kan normaal beton slechter verdicht worden en kunnen grindnesten in het beton aanwezig zijn. Hoogwaardig beton heeft als voordeel dat het goed verwerkbaar en dat zelfs met weinig verdichten de wapeningsstaven goed omhuld worden.

### 13.3 Aanbevelingen

1. **Duurzaamheid en waterdichtheid**  
In paragraaf 13.2 staat beschreven dat de duurzaamheid en waterdichtheid van een constructie in hoogwaardig beton groter zijn dan voor een constructie in normaal beton. Het is de vraag hoe deze voordelen zijn te kwantificeren. De aanbeveling is een onderzoek te doen naar het kostenvoordeel van een meer duurzame en meer waterdichte constructie.
2. **Mogelijkheden hoogwaardig beton**  
Uit tabel 11.3 blijkt dat, behalve het alternatief 2 dat uitgewerkt is in de 'case-study' in hoofdstuk 12, een boortunnel (zie paragraaf 9.4 en subparagraaf 11.4.7) of een schalentunnel (zie de subparagrafen 9.2.4 en 11.4.6) reële mogelijkheden zijn voor hoogwaardig beton in een bepaalde situatie. Het is aan te bevelen de mogelijkheden verder te onderzoeken voor die bepaalde situatie.
3. **Verhardingsgedrag**  
In dit onderzoek is het verhardingsgedrag van hoogwaardig beton niet onderzocht. Uit paragraaf 7.2 blijkt dat hoogwaardig beton een snelle sterkteontwikkeling heeft, maar de sterkteontwikkeling zal in elke constructie anders zijn. Factoren die speciale aandacht verdienen zijn koeling, krimp, kruip en nabehandeling van het beton.
4. **Capaciteit betoncentrales**  
In dit hoofdstuk is verondersteld dat de aanlevering van hoogwaardig beton geen beperkende faktor is voor het storten van beton. Er zal nagegaan moeten worden of de gevraagde productiecapaciteit leverbaar is door 1 of meer betoncentrales in de regio. Ook is het de moeite waard te onderzoeken of het mogelijk is een betoncentrale te bouwen op de bouwplaats. Het resultaat van dit onderzoek zal ook de prijs van het hoogwaardig beton beïnvloeden.
5. **Bekisting**  
De bekistingsdruk van hoogwaardig beton zou zowel groter als kleiner kunnen zijn dan de bekistingsdruk van normaal beton. Door de vloeibaarheid van hoogwaardig beton zou de bekistingsdruk groter kunnen zijn. Echter de bekistingsdruk wordt ook bepaald door het verdichten van beton. Als het hoogwaardig beton niet verdicht hoeft te worden, is de bekistingsdruk eventueel lager dan die van normaal beton. Voor de uitvoering van constructies in hoogwaardig beton is het aan te bevelen de bekistingsdruk te onderzoeken.
6. **Uitvoering betonwerk**  
Vanwege de goede verwerkbaarheid lijkt hoogwaardig beton geschikt voor de methode waarbij de gehele doorsnede in één keer gestort wordt, zie subparagraaf 10.2.2. Het verdient de aanbeveling te onderzoeken wat de mogelijkheden van deze uitvoeringsmethode is voor de toepassing van hoogwaardig beton.
7. **Brandprotectie**  
Een nadeel van hoogwaardig beton is dat het gedrag bij brand slechter is dan het gedrag van normaal beton. Door de hoge temperaturen kunnen de dampdrukken in het beton zo hoog worden dat de buitenste schil van het beton eraf slijt. Er zal moeten worden nagegaan wat de beste methode is om het beton en het wapeningsstaal te beschermen tegen brand.
8. **Kosten koeling**  
De kosten van koeling van hoogwaardig beton zijn in dit onderzoek niet bepaald. Door de grotere warmteontwikkeling van hoogwaardig beton kunnen de kosten van koeling lager zijn, maar door de snellere sterkteontwikkeling van hoogwaardig beton kunnen de kosten van koeling ook hoger zijn ten opzichte van de kosten van koeling van normaal beton. Aanbevolen wordt om een vergelijk te maken tussen normaal beton en hoogwaardig beton.

## Bijlage I - Projecten in hoogwaardig beton

In deze bijlage zijn toepassingen in hoogwaardig beton uiteengezet. De toepassingen zijn op het gebied van hoogbouw, geprefabriceerde voorgespannen elementen, platen, bruggen, drijvende constructies, offshore zwaartekracht constructies, reparaties en speciale constructies waar de duurzaamheid van belang is. [zie 35]

High rise buildings					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Columns in parking level of 24 stories high structure	D3 - "Espace Leopold" Brussels, Belgium	1992/93	Reduction of cross-section of columns in parking levels, speed of construction, more economical than steel-concrete composite columns	80 MPa specified strength 450 kg/m <sup>3</sup> cement 45 kg/m <sup>3</sup> silica fume	Connection of columns and foundations by welded steel plates. On column top the connection with steel column of next level by special steel connection
Residential buildings	Japan	1992/93	Smaller column (higher rigidity than steel frame buildings)	Up to 60 MPa specified strength w/c = 0.24	Ductility to seismic load
Decks and beams in high rise buildings	Grande Arche de la Défense France	1985	Strength, workability and pumpability	60 / 65 MPa average strength 425 kg/m <sup>3</sup> cement plus 30 kg/m <sup>3</sup> silica fume 170 kg/m <sup>3</sup> water 15000 m <sup>3</sup> of concrete	
High strength columns for 111 George Street	Brisbane, Australia	1992	High strength	100 MPa concrete with silica fume	
Slabs and service core columns in 90 levels high rise building	Baiyoke 2 Tower Bangkok, Thailand	Under constr. (1993)		60 MPa concrete pumped to level 65 and 50 MPa concrete pumped to level 90 Single stage pump Total 75000 m <sup>3</sup>	
Scotia Plaza 68 story building	Toronto Canada	1983/86	Technical and economical advantage. Smaller columns. Faster construction	70 MPa specified strength 96.6 MPa average strength (cyl) 338 kg/m <sup>3</sup> cement, 94 kg/m <sup>3</sup> fly ash, 37 kg/m <sup>3</sup> silica fume	
Experimental columns	La Laurentienne Bldg. Montreal, Canada	1983	To show the feasibility of delivering a 120 MPa concrete	120 MPa at 91 days (cyl) 500 kg/m <sup>3</sup> cement and 30 kg/m <sup>3</sup> silica fume w/c = 0.24	Experimental columns
Columns in high rise office building	Trianon-Hochhaus Deutsche Bank Frankfurt am Main, Germany	1991/93	Technical and economical advantages; smaller column size, reduction in reinforcement	85 MPa required cube strength (28 days). 112 MPa average cube strength (56 days) 4.1 MPa flexural strength, 36 GPa E-modulus 450 kg/m <sup>3</sup> cement, 35 kg/m <sup>3</sup> silica fume, 150 l/m <sup>3</sup> water	Choice of stress-strain diagram in which the ascending part is nearly triangle and the max. strain is reduced for HSC



2 high rise towers	"Societe Generale" Registered Offices in Paris La Défense, France	1993/94	Strength	60 MPa required strength. 1st tower: 450 kg/m <sup>3</sup> cement containing 8% of silica fume Mean cyl strength of 73.5 MPa 2nd tower: 475 kg/m <sup>3</sup> of ordinary Portland cement Mean cyl. strength of 71.7 MPa Total of 10800 m <sup>3</sup> concrete	HPC in all vertical members for the lower levels (columns and shear walls) Design according to BAEL code
Columns in office building	De Geno Leasing House Eschborn, Germany	1994	Technical and economical advantages Smaller column size	105 MPa required cube strength (28 days). Obtained 130 MPa E-modulus of 50.9 GPa 510 kg/m <sup>3</sup> cement and 35 kg/m <sup>3</sup> silica fume. 138 kg/m <sup>3</sup> water Crushed aggregates	Choice of stress- strain diagram in which the ascending part is nearly triangle and the max. strain is reduced for HSC
Columns in building	Two Prudential Plaza, Chicago, USA	1989	Most economical material in terms of time and money. Larger retable floor area	83 Mpa	Sway requirement and ease of installation of granite curtain wall
Columns and floor systems in building	311 South Wacker Drive, Chicago, USA	1989	Increased rentable floor space Reduced depth of floor system to decrease overall building height. Fast-track construction and high 1-day strength	83 Mpa 84 000 m <sup>3</sup> of 10 different mixtures with silica fume, and silica fume and fly ash	Excellent stiffness characteristics needed for slender structure. High resistance to wind loads, large caisson bearing pressure
Columns and floor systems in a hotel	One Peachtree Center, Atlanta, USA	1991	Allowed faster start and completion of construction at the least overall cost. 7-story atrium lobby	83 Mpa, 80 000 m <sup>3</sup> of concrete	Series of coupled shear walls and flat slabs for structural design
Columns in building	225 West Wacker Drive, Chicago, USA	1988	Economical solution	97 MPa and 117 Mpa, total of 31 000 m <sup>3</sup> of silica fume and fly ash blended concrete	Allowed the use of minimum amount of reinforcing steel
Columns in building	Pacific First Centre, Seattle, USA	1989	Economical construction	131 Mpa silica fume blended concrete	Allowed the use of minimum amount of reinforcing steel, some concrete columns have steel casings
Columns in building	Two Union Square, Seattle, Washington USA	1988	Seismic resistance, Lowered wind sway and drift	131 Mpa concrete incorporating silica fume and hard glacial aggregates. 50 Gpa E-modulus w/c ratio of 0.22	Double the E- Modulus of normal strength concrete. Some concrete columns have steel casings
Columns, transfer girders and floor systems in building	Georgia's Fulton County Judicial Center, Atlanta, USA	1993	Irregular floor plans and unusual structural configurations	83 Mpa	Floor system was modified pan joists and post- tensioned long span shallow beams
Columns, shear walls and transfer girders in building	Water Tower Place, Chicago, USA	1975	Serve as a connection between two framing systems	62 Mpa, 120 000 m <sup>3</sup> of fly ash blended concrete	Time-dependent properties of material were studied
Columns in building	Mercantile Exchange, USA	1984	Experimental field test of 2 columns to obtain material performance data	97 Mpa	Research

Precast prestressed components					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Transmission poles produced by spinning	Transmission poles produced by spinning Abetong, Sweden	From 1990	Allows high degree of prestress; reduction in weight; high cracking load	100 MPa cube strength 0.28 w/c ratio	Uncracked for normal loads Swedish code BBK 79
Prestressed T-shaped roof elements for industrialized building	Korvbrodsbagarn Örebro, Sweden	1992	High strength for prestressing	94 MPa cube strength - 0.30 w/b ratio 80 mm slump 12 mm max. agg.	Lifting, transportation, erection, Swedish Code BBK 79
Snow shed and Rock shed: Precast beams and columns (80 projects)	Japan		Reduction in weight	80-80 MPa specified strength	
Prestressed piles, sheet piles	Japan		Reduction in weight	70-80 MPa specified strength	JIS A 5354 JIS A 5337
Precast tube elements for sewage	Austria	1990/93	Reduce stripping time, improved durability in aggressive environment	80 MPa specified strength	
Prefabricated columns for buildings	Espoo Finland	1990		70 and 80 MPa specified strength	
Slab on top of columns	Helsinki Opera Finland		Increasing punching capacity	80 MPa specified strength	
Prefabricated columns and long-span beams in building	Finland		Long span of beams	80 MPa specified strength	
Prefabricated beams	Staffanstorp Sweden		High strength	143 MPa cube strength 0.22 w/b ratio	Swedish Code BBK 79 (extended)
Tunnel lining: Precast segments	Channel Tunnel UK - France	1988 Start constr.	Strength durability prefabrication	55 MPa required strength 400 kg/m <sup>3</sup> cement < 0.35 w/b ratio	Precast segments design following BAEL 83
Tunnel lining: Precast segments	Potash mine, Rockensussra Germany	1988	High radial pressure Cheaper solution in comparison to cast-iron units or normal strength concrete	B80 grade concrete Obtained strength 90-105 MPa, 0.17 w/b ratio 450 kg/m <sup>3</sup> low alkali cement PZ45 45 kg/m <sup>3</sup> silica fume, 3% superplasticizer	Special product standard WSQ 2126-27: Precast concrete units for mines, 1988
Prefabricated piles	Oslo-City office Building, Norway	1987	Reduce dimensions to reduce the building up of pore pressure in the ground	75 MPa characteristic strength 600 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473
Prefabricated columns for 8 stories high building with heavy machines	"Bauer-Druck" building Germany	1992	Technical and economical advantages; reduction in reinforcement; providing space for inserts	85 MPa required cube strength (56d) 118 Mpa reached cube strength (56d) 4.2 MPa flexural strength; 39.4 GPa E-modulus, 450 kg/m <sup>3</sup> cement 35 kg/m <sup>3</sup> silica fume 150 l/m <sup>3</sup> water	Choica of stress-strain diagram in which the ascending part is nearly triangle and the max. strain is reduced for HPC. Tight arrangement of horizontal reinforcement near the joints of the prefabricated columns

Bridges					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Short span bridge replacement of a bridge super-structure 17 m span girders	St. Eustache, Quebec, Canada	1992	Precast pretensioned HSC girder was more economical than steel-concrete composite girder	60 MPa specified strength 0.26 w/c ratio 4.5% air content 500 kg/m <sup>3</sup> cement 130 kg/m <sup>3</sup> water	Channel-shaped girders. HSC was not required for strength, but for durability. Initial cost
Pedestrian bridge 35 m span Z-shaped girders	Laval, Quebec, Canada	1992	Smaller loss in prestress, larger permissible stress and smaller cross-section, extended service life	70 MPa specified strength 0.30 w/c ratio 5% air content 495 kg/m <sup>3</sup> cement 153 kg/m <sup>3</sup> water	
24.8 m span bridge of precast post-tensional beams	Portneuf, Quebec, Canada	1992		75 MPa average strength 450 kg/m <sup>3</sup> cement 130 kg/m <sup>3</sup> water 5-7.5% air content	Compressive strength limited to 0.4 f <sub>c</sub> , after losses required by CSA S6 (1988)
Cable bridge	Tower of Aomori Ohashi, Japan	1992	Smaller cross-section, reduction in weight	60 Mpa specified strength	
Post-tensioned T-shaped railway bridges using in-situ precast beams (3 bridges)	Japan	1974, 1981, 1985	Improved durability Reduced beam height	60 MPa specified strength	
Highway 50 overpass	Mirabel Canada	1993	Economy and prolonged service life. The HPC design resulted in a 5% economic saving	60 MPa specified strength 80.7 MPa average strength (cyl.) 6.2% air content	
Prince Edward Island Bridge	Prince Edward Island Canada	Under constr.	100 years service life requirement	55 MPa strength of air entrained concrete at 28d days	
Repair of bridge piers (cast around existing piers)	Hokuriku express highway (on seashore), Japan	1991	Low abrasion, Improve durability	80 MPa specified strength	
Prestressed concrete beams for light load slab bridges	Japan			70 MPa specified strength	JIS A 5319-1992
Prestressed beams for bridges, L < 21 m (more than 100 bridges)	Japan		Improved durability Reduced beam height	60 MPa specified strength	Specification for road bridges JSCE Spec. for HSC
Slab bridges using prestressed precast beams	Japan	1992	Reduction of weight, height	70 MPa specified strength	
Bridges using post-tensioned precast segments (road bridges)	Japan			75 MPa specified strength	
Truss bridges using precast members	Iwahana bridge, Otanabe bridge, Akkagawa bridge, Japan	1973/74	Reduction of cross-section	80 MPa specified strength	
Box girder pedestrian bridge using in-situ placed HSC	Takenaka R&D Inst., Japan	1992/93	Reduced height	100 MPa specified strength, silica fume concrete	
Cable stayed bridge with a main span of 425 m	Helgeland, Norway	1990/91	Durability against chloride ingress. Strength	73 MPa average strength (cube) w/b ratio < 0.38 and for some members 0.31 12000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473

Mono tower cable stayed bridge Superstructure for the main span of 163 m	Salhus High Bridge, Norway	1992/93	To reduce dead load Lightweight high strength concrete; In situ density <1920 kg/m <sup>3</sup> 1100 m <sup>3</sup> of concrete	73.5 MPa average strength 450 kg/m <sup>3</sup> cement 35 kg/m <sup>3</sup> silica fume 570 kg/m <sup>3</sup> Leca LWA 195 kg/m <sup>3</sup> water 0.32 effective wb ratio	NS 3473
Concrete bridge of lightweight concrete	Eidsvoll bridge across the Vorma River, Norway	1991/92	Reduce the weight of the superstructure and problems connected to the foundations 2600 m <sup>3</sup> of LWAC	66.8 MPa average strength 21.2 GPa E-Modulus 1850-1900 kg/m <sup>3</sup> unit wt. 400 kg/m <sup>3</sup> cement 21 kg/m <sup>3</sup> silica fume Leca aggregate	NS 3473 Girder bridge with 8 spans of 40 m
Superstructure and main columns of a bridge	Varodd bridge, Kristiansand, Norway	1993/94	Save concrete reinforcement and improve durability	65 MPa specified strength	Built by balanced cantilever method, with 260 m main span NS 3473
Bridge	Ile de Re, France	1986/88	Accelerate form release (15 MPa at 10 hours) Durability	68 MPa average strength; silica fume 33000 m <sup>3</sup> of concrete	
Bridge	Champ du Comte Viaduct, France	1987/89	Durability	68 MPa average strength 17000 m <sup>3</sup> of concrete	
Bridge	Sylans/Glaciere Viaducts, France	1986/89	Fluidity and ability to increase span	66-68 MPa average strength, silica fume 12000 m <sup>3</sup> of concrete	Cantilever bridge with precast triangulated concrete webs
Bridge	Pertuiset bridge, France	1987/88	Reduced cross-section, low creep and shrinkage	80 MPa average strength, silica fume, 2000 m <sup>3</sup> of concrete	Small cable-stayed bridge
Bridge	Joigny Bridge, France	1988/89	Experimental structure to demonstrate production of HPC in ready mix plant without silica fume	78 MPa average strength no silica fume 1000 m <sup>3</sup> of concrete	Double I sections with external prestressing. Temperature and deformability monitored since the construction
Bridge	Arc sur la Rance (Pont Chateaubriand) France	1988/90	Structural effectiveness and durability	81 MPa average strength, with silica fume	Arch concrete bridge with composite steel/concrete deck
Bridge	Rolze Bridge Grenoble, France	1990	Reduce weight and improved durability	89 MPa average strength, 450 kg/m <sup>3</sup> cement 45 kg/m <sup>3</sup> silica fume 130 kg/m <sup>3</sup> water	Steel and concrete structure
Bridge	Normandie Bridge, France	1990/95	High strength and durability	60 MPa designed characteristic strength with silica fume 35000 m <sup>3</sup> of concrete	850 m span cable-stayed bridge
Bridge	Elorn Bridge, France	1991/94	High strength and durability	97 MPa average strength with silica fume 1800 m <sup>3</sup> of concrete	400 m span cable-stayed bridge
Foot bridge	Montjivc Pedestrian Bridge, Barcelona, Spain	1992	Slenderness of the cross-section which had been chosen in order to limit visual impact	80 MPa required strength 100 MPa obtained strength	Prestressed footbridge. Checking of serviceability limit state by linear structural analysis. Emphasis on vibration problems
Bridge girders (experimental)	Construction Technology Laboratory and Tulane University USA	1992 - under constr.	Study feasibility of mass producing HSC girders (precast and prestressed) for use in bridges	69 Mpa	Maximum deflection, shear loading

The majority of all bridge and highway structures built in Norway	Norway	since 1989	Durability To improve the chloride resistance due to deicing agents and marine environment	A general requirement of a w/b ratio less than 0.40 combined with the use of silica fume. Annual volume about 150000 - 200000 m <sup>3</sup>	NS 3473 and the Norwegian Public Road Administration norm "Process Code 2/1989
Bridge	Stavset Bridge, Norway	1992/93	Lightweight HSC - advantages of weight & strength. In situ density <2000 kg/m <sup>3</sup> 1100 m <sup>3</sup> of concrete	74 MPa average strength (cube) 22.3 GPa E-modulus, 400 kg/m <sup>3</sup> cement 25 kg/m <sup>3</sup> silica fume 172 kg/m <sup>3</sup> water 650 kg/m <sup>3</sup> Liapor aggregate w/b < 0.40	NS 3473 Prestressed cantilever bridge, 220 m span with central part of lightweight HSC
Bridge	Boknasundet Bridge, Norway	1991	Reduce the weight of the superstructure	80.8 MPa average strength Liapor aggregate 0.40 w/b ratio 2500 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Cantilever bridge with 3 spans Main span of 190 m
Submerged concrete bridge to protect pipelines for gas from the impact of waves	"Shore Approach" Karmøy Norway	1982	Reduce overall dimensions of the bridge and thus reduce the impact from waves. Improve the resistance against chloride ingress	85 MPa required characteristic strength (cube) 77-84 MPa obtained strength (cube) 0.36 w/b ratio 8% silica fume 10,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473
Pedestrian LWA concrete bridge	Endrestø, Norway	1987	Experimental structure for lightweight aggregate concrete Reduce weight of the superstructure	LC-60 concrete 76 MPa average strength (cube) 0.4 w/b ratio 1900 kg/m <sup>3</sup> density 25 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 (Draft version)
Bridge (4 prefab. girders)	Stongasundet, Norway	1990	Reduce weight of girders during transport and handling	75 MPa average strength (cube) 0.35 w/b ratio 500 m <sup>3</sup> of concrete	Post-tensional girders, 65 m long 3.5 m high 0.26 m web thickness
Bridge and tunnel	Great Belt, Denmark	1990/97	Durability	w/b ratio of 0.35 and 0.40 1,000,000 m <sup>3</sup> of concrete	
Medium size prestressed concrete bridge	Pont sur l'Auzon Var, France		Strength durability	60 MPa required strength 407 kg/m <sup>3</sup> of blended cement containing 8% silica fume 0.32 w/b ratio obtained mean strength - 74.2 MPa	Internal prestressing. Design following BAEL
Small bridge in HPC	Pont sur le Canal de la Sale, Louhans, France	1990	Strength, reduced weight and cost Durability (11 beams instead of 14 with NSC)	60 MPa required strength for beams/deck; 420 - 400 kg/m <sup>3</sup> of portland cement plus 4 - 7% silica fume Mean cylinder strength at 28 days: 64.4 - 69.8 MPa	Very small ordinary bridge (span 7.6 m). Precast prestressed beams and cast-in-place deck (readymix concrete)
Series of 7 ordinary bridges	Located in Saone-et-Loire District, France	1989/91	Ease of placement Durability	60 MPa required strength. Most concrete without silica fume	No changes in the design as compared to ordinary bridges. Overcost due to material: 2 - 4% of the total cost
Bridge	Sandhornøya, Norway	1989	Lightweight HSC - advantages of weight & strength. 1850-1900 kg/m <sup>3</sup> unit weight	56 MPa average strength, 22.3 GPa E-modulus, 400 kg/m <sup>3</sup> cement 25 kg/m <sup>3</sup> silica fume 172 kg/m <sup>3</sup> water 650 kg/m <sup>3</sup> Liapor aggregate 1100 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Cantilever bridge with 3 spans Main span of 154 m

Repair					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Repair of R/C walls of a dry dock	Setubal, Portugal	1991	Durability	74 MPa average strength 107 MPa highest value 0.35 w/b ratio	Portugese Code (REPAP) CEB-FIP
Rehabilitation of an aqueduct	Wahianoa, New Zealand	1989	Improved abrasion resistance	75 MPa specified strength 350 kg/m <sup>3</sup> cement 35 kg/m <sup>3</sup> silica fume max w/b ratio of 0.4 160 mm slump	New Zealand standards
Rehabilitation of intake structure and tunnel invert	Poutu, New Zealand	1991 (struct. built in 1973)		70 MPa specified strength 390 kg/m <sup>3</sup> cement 30-40 kg/m <sup>3</sup> silica fume 100 mm slump 0.35-0.38 w/b ratio	
Repair of concrete pavement	Smestad Tunnel, Oslo, Norway	1989	Improve abrasion resistance	140 MPa average strength 0.23 w/b ratio 60 m <sup>3</sup> of concrete	Filling of the grooves in the existing 7 year old 55 MPa pavement. Width of grooves 0.80 m and thickness 35 mm. Glued to existing concrete with epoxy

Offshore gravity based structures					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.n	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Offshore platform	Hibernia Offshore platform, Grand Banks, Newfoundland	Under constr.		0.34 w/b ratio 8.5% silica fume 210 mm slump 165,000 m <sup>3</sup> of concrete	Gravity based structure, 108 m diameter, 111 m high
Offshore oil platform/ Gravity based structure	Draugen North Sea, Norway	1990/93	Hydrostatic pressure, wave and wind load, service life	80 MPa average strength (cube) w/b = 0.40-0.42 220-250 mm slump 80,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Water depth of 251 meter
Offshore gas platform	Troll Gravity Based Platform, North Sea, Norway	1992/95	Hydrostatic pressure, wave and wind load, service life	82 MPa average strength concrete (cube) w/b = 0.38-0.40 240-260 mm slump 224,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Water depth 303 meter
Offshore gas platform/ Gravity based structure	Sleipner, North Sea Norway	1991/93	Hydrostatic pressure, wave and wind load, service life	78 MPa average strength (cube) w/b = 0.40 -0.42 75,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Water depth of 83 meter
Foundation for a floating offshore platform	Heidrun, North Sea, Norway	1993/94	Strength	83 MPa average strength (cube) w/b < 0.43	NS 3473

Special structures & Structures where impermeability or special durability is required					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Amphitheatre	Ales School of Mines, France	1992	Strength and durability	60 MPa specified strength 425 kg/m <sup>3</sup> cement 45 kg/m <sup>3</sup> silica fume 156 kg/m <sup>3</sup> water 100 MPa concrete 500 kg/m <sup>3</sup> cement	BAEL 91
Industrial structure	Dead Sea, Israel	1991	Durability in aggressive environment of Dead Sea plants	110 MPa cube strength 0.30 w/b ratio 350 kg/m <sup>3</sup> cement 75 kg/m <sup>3</sup> silica fume 160-200 mm slump	
Hospital structure	Umfuellstation Uniklinikum Giessen, Germany	1992	Tubs with very dense concrete to avoid penetration of liquids into concrete, for example chlorinated hydrocarbons	100 MPa reached cube strength (100d) 260 kg/m <sup>3</sup> cement 60 kg/m <sup>3</sup> silica fume 0.37 w/b ratio 150 m <sup>3</sup> of concrete	DAISb specifications on "HSC" (planned). DAISb specifications on "Concrete constructions when using water endagerous liquids"
Sea wall panels	3rd parallel runway Sydney airport Australia	1993	Durability, resistance to chlorides	40 MPa concrete with silica fume	Marine environment
LNG tank	Yokohama, Japan	1993		w/c ratio of 0.30 60 Mpa specified strength	JSCE Spec. for HSC
200 mm thick bottom slab of a Digester vessel	Sarpsborg Norway	1993	Low shrinkage concrete with high strength	74.4 MPa average strength 300 kg/m <sup>3</sup> cement 30 kg/m <sup>3</sup> silica fume 125 kg/m <sup>3</sup> water 0.38 w/b ratio 180 mm slump	NS 3473
Water tank	Moe, Victoria, Australia		Sprayed concrete, 50 MPa strength with silica fume	24 m diameter tank, 7 m high. Horizontal slip form wall construction and all wall done in a continuous one day pour. Formwork one-sided (segment only)	
Tunnel	Subway of Lyon, France	1985/86	Workability. Early age strength. Durability and avoidance of thermal cracking	40 MPa required strength at 28 days. 420 kg/m <sup>3</sup> portland cement 125 kg/m <sup>3</sup> fly ash 30 kg/m <sup>3</sup> steel fibers. Obtained characteristic cylinder strength 63.4 MPa at 28 days, mean strength at 1 day 41 MPa	Cast-in-place segments, designed following BAEL 83
2 Slipformed fertilizer silos Diameter of 27 m Height of 27 m	Heraya Norway	1982	To reduce shrinkage and improve durability (calcium nitrate)	260 kg/m <sup>3</sup> of cement 40 kg/m <sup>3</sup> of silica fume 120 l/m <sup>3</sup> of water w/b ratio of 0.40 Slump of 17 cm 8% of air entrainment mean strength (cube) of 65 MPa	NS 3473
Slipformed fertilizer factory Diameter of 32.5 m Height of 100 m	Heraya Norway	1985	To reduce shrinkage and improve durability (calcium nitrate)	As above Some girders with a reduced amount of entrained air reached a grade 85 Mpa quality	NS 3473

Floating structures					
Type of Project	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quantity	Design Considerations and Codes
Floating production platform for oil	Troll-Floater, North Sea, Norway	1993/94	Reduce dimension and weight. Resistance to chloride penetration	75 MPa characteristic design strength (cube) 0.38 w/b ratio 5% silica fume 43,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473
Floating platform	Barge NKP N'Kossa, Congo, built in Marseille, France	1994/95 under constr.	Ease of placement, strength, durability	70 MPa required strength	Large prestressed concrete floating barge (200 m long)
Tension leg platform for production of oil	Heidrun floater North Sea, Norway	1993/95	Buoyancy vs. wall thickness, service life	75 MPa average strength (cube) 0.36 w/b ratio 200-220 mm slump 3-5% air content 1940 kg/m <sup>3</sup> density 65,000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Water depth of 350 meter
Floating bridge, LWA concrete	Bergseysundet Norway	1990/92	Reduce weight of the 7 pontoons Total length of 835 m	LC-55 grade concrete 0.40 w/b ratio = 1920 kg/m <sup>3</sup> density 4500 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473
Floating Bridge	Salhus bridge, Norway	1993/94	Reduce weight 10 pontoons of LWAC Total length of the floating bridge is 1245 m	70 MPa average strength 1900 kg/m <sup>3</sup> unit weight Leca aggregate 9000 m <sup>3</sup> of concrete	NS 3473 Lightweight concrete pontoons connected to a cable-stayed bridge

Slabs and pavements					
Type of Pavements	Name and Location	Year of Constr.	Reasons for Using HSC/HPC	Concrete Performance, Composition and Quality	Design Considerations and Codes
Slab on grade of a prefabricated one-floor residential building	Ostra Harstorp, Finspang, Sweden	1991	Provide low RH in the slab due to self-dessication to avoid moisture damage	90 MPa cube strength, w/b ratio of 0.32, RH<90% before applying the flooring, silica fume, natural aggregate, sealing with plastic sheet after casting	Swedish Code BBK 79
Dwellings	Kumleskar Gothenburg, Sweden	1992/93	Shorten period of drying	76 MPa cube strength 0.37-0.38 w/b ratio	
Motorway road slab	E-6 Heberg-Langas Halland County, Sweden	1993	Wearing resistance, improved environmental performance. Low maintenance needs, favorable life cycle cost	65 MPa cube strength 0.38 w/b ratio, two layer slab, high quality in upper layer, exposed agg. in upper layer, silica fume, air entrainment	Swedish Road Authorities Specs.
Sidewalk McDonald Restaurant	Sherbrooke, Canada	1993	Improved durability	88.6 MPa (no air) 68.8 MPa with 6.8% air w/c = 0.30	
Concrete pavements with noise reducing surface	Austria	1990/93	Durability (wear)	0.38 w/c ratio	
Garage floor	Sydsten Hardeberga, Sweden	1992	Provide low RH in the slab due to self-dessication to avoid moisture damage	96 MPa cube strength 0.36 w/b ratio	Swedish Code BBK 79 (extended)



Highway	Vestfold and Bergen, Norway	1991 1992/93	Abrasion resistance against spiked wheels	82.1-84.5 MPa average strength 390-414 kg/m <sup>3</sup> cement 15-17 kg/m <sup>3</sup> silica fume 0.38 w/b ratio	
Floating slab on ground	Villa Bara, Sweden	1990	Provide low RH in the slab due to self-dessication to avoid moisture damage	133 MPa cube strength 0.27 w/b ratio	Swedish Code BBK 79 (extended)
Highway pavement	Damgaardstunnelen, Bergen Norway	1992/93	Improve resistance to abrasion (studded tires)	76 MPa average strength (cube) w/b = 0.38 7200 m <sup>3</sup> of concrete	Norwegian Ministry of Transportation Norm 018
Highway pavement	Stokke Vestfold Norway	1991	Improve abrasion resistance (studded tires)	78 MPa average strength (cube) w/b = 0.38 12250 m <sup>3</sup> of concrete	Norwegian Ministry of Transportation Norm 018
Highway pavement	Moholdt, Trondheim, Norway	1992	Improve abrasion resistance (studded tires)	78 to 92 MPa average strength (cube) 0.37 w/b ratio 3500 m <sup>3</sup> of concrete	Norwegian Ministry of Transportation Norm 018
Highway pavement	Vinterbro Tunnel, Oslo, Norway	1993	Improve abrasion resistance (studded tires)	84 to 88 MPa average strength 0.37 w/b ratio 13000 m <sup>3</sup> of concrete	Norwegian Ministry of Transportation Norm 018
Highway pavement	Vaalerenga Tunnel, Oslo, Norway	1989	Improve abrasion resistance	92 MPa average strength 0.32 w/b ratio 4500 m <sup>3</sup> of concrete	
80 mm overlay on bridge	Faanaasfoss Bridge Norway	1989	Improve abrasion resistance	110 MPa average strength (cube) 0.34 w/b ratio 50 kg/m <sup>3</sup> of steel fibers 60-80 mm thickness 300 m <sup>3</sup> of concrete	
Highway pavement	E-18 & E-6 Norway	1989	Improve abrasion resistance	88 to 95 MPa average strength (cube) 0.37 w/b ratio 22000 m <sup>3</sup> of concrete	
Highway pavement	Falkenberg-Sutridge Sweden	1993	Improve abrasion resistance	72 MPa average strength (cube) 0.40 w/b ratio 65000 m <sup>3</sup> of concrete	
Highway pavement	Nardo, Trondheim Norway	1991	Improve abrasion resistance (studded tires)	82-86 MPa average strength (cube) 0.37 w/b ratio 3500 m <sup>3</sup> of concrete	Norwegian Ministry of Transportation Norm 018

*1977 - G. van Blokland – Verbreding van viaducten in beton van reactief poeder***Samenvatting**

Met behulp van een heel sterk materiaal (Beton van Reactief Poeder) wordt een aantal liggers zo licht ontworpen dat een bestaand viaduct verbreed kan worden zonder dat de fundering substantieel aangepast hoeft te worden. De verbreding kan gebruikt worden als extra rijbaan, als fietspad of voor andere toepassingen als een Light Rail systeem of Combi-Road (geautomatiseerd goederenvervoer).

Beton van Reactief Poeder (BRP) kan een druksterkte van 200 tot 800 MPa bereiken, een treksterkte tot 150 MPa en bovendien heeft het een taai breukgedrag bij trekbelasting als staal. Het is ook goed bestand tegen vermoeiing en het is erg waterdicht.

Al deze eigenschappen worden bereikt doordat de samenstelling en de bereiding van het beton geoptimaliseerd zijn. BRP bevat veel meer cement dan normaal beton ( $1000 \text{ kg/m}^3$  in plaats van  $\pm 350 \text{ kg/m}^3$ ) en heeft een veel lagere watercementfactor (0,12 tot 0,15 in plaats van  $\pm 0,35$ ). Om het mengsel verwerkbaar te houden bij zo'n lage watercementfactor bevat het veel superplastificeerder. De maximale korreldiameter van het toeslagmateriaal is 0,5 mm (normaal 32 of 16 mm). Het bevat veel silica fume. Doordat het mengsel staalvezels bevat heeft BRP een veel hogere treksterkte en breukenergie dan normaal beton.

Door de kleinere afmetingen van het toeslagmateriaal is BRP veel homogener dan normaal beton. Dit betekent dat er minder en kleinere spanningspieken op het grensvlak tussen toeslagkorrel en cementpasta ontstaan bij belasting. De korrelgrootteverdeling is zodanig dat de kleinere korrels precies in de gaten tussen de grotere korrels passen.

Omdat het gedrag van BRP sterk afwijkt van normaal beton, moet bij elk aspect (druk-, trek-, en schuifsterkte, vermoeiing, kruip en dergelijke) bepaald worden hoe dit gecontroleerd moet worden: volgens de regels van de VBC en de VBB, volgens de normen van staal of volgens speciale regels.

Omdat het beton veel sterker is dan normaal beton maar niet veel stijver (de elasticiteitsmodulus is ongeveer 50 GPa) gaan stijfheidsproblemen (doorbuiging, knik) een grotere rol spelen bij het ontwerp.

In het rapport worden een aantal liggers ontworpen, voor verschillende belastingen en verschillende overspanningen. De liggers hebben de vorm van een dubbel-T-ligger of een trogligger. De liggers worden gecontroleerd op sterkte, waarbij voor de trogliggers het wringend moment in de hoofdliggers erg belangrijk blijkt te zijn, en op stijfheid, waarbij hoge trogliggers erg gevoelig blijken te zijn voor kip.

Hoewel BRP juist wordt toegepast bij constructies die zwaar op vermoeiing worden belast, is er niet veel bekend over het gedrag bij vermoeiing. Behalve dat de kruip van BRP kleiner is dan van normaal beton is niet veel bekend over het kruipgedrag. De hydratatiewarmte van BRP zal heel hoog zijn door de grote hoeveelheid cement en de snelle verharding, maar hoe hoog is niet bekend.

# Toepassingen in BRP

De studie richt zich op het uitbreiden van bestaande viaducten in BRP. Voor een aantal bestaande infrastructurele knelpunten en een aantal nieuwe ontwikkelingen komt een uitbreiding in BRP in aanmerking om deze knelpunten op te lossen of om een baan te ontwerpen voor de nieuwe ontwikkelingen. Een uitbreiding in BRP kan nut hebben voor:

- De Rotterdamse haven (Oost - Westas):  
Van de Maasvlakte naar het oosten, tot voorbij Rotterdam (A15) , heeft het verkeer veel last van files. Dit leidt tot verliezen vanwege de vertraging en de onvoorspelbare reistijd van het economische verkeer.
- Noord - Zuidas Rotterdam:  
Ook van het noorden naar het zuiden, van Delft naar Dordrecht (A13, Kleinpolderplein, A20, Terbregse plein, Van Brienoordbrug, A16), heeft het verkeer veel last van files. Ook dit leidt tot verliezen voor het economische verkeer.
- Fietspad:  
Bij de uitbreiding van een viaduct met een fietspad kan of een nieuw fietspad aangelegd worden naast een bestaande weg, of het fietspad verplaatst worden naar de uitbreiding waardoor ruimte ontstaat voor een nieuwe rijbaan.
- Combi-Road:  
Een geautomatiseerd vrachtovervoersysteem dat containers op normale opleggers met aangepaste trekkers vervoert. Doordat normale opleggers gebruikt worden is overslag naar normaal wegverkeer geen probleem. Het Combi-Road voertuig rijdt over een aparte baan. Het is elektrisch aangedreven, de stroom wordt afgetapt door stroomafnemers aan de zijkant van de baan, en het wordt op de baan gehouden met behulp van geleidewielen en de opstaande rand van de baan.
- Light-Rail systeem:  
In verband met de promotie van het openbaar vervoer zou een Light-Rail systeem kunnen worden ingevoerd. Dit zal gebeuren in een gebied waar een vraag is naar openbaar vervoer met een grote capaciteit (de Randstad). Een Light-Rail systeem is iets tussen een trein en een metro in, voor de middellange afstand.
- Piepel Moever:  
Er is een vervoerssysteem in ontwikkeling dat mensen over kleine afstanden ( $\pm 1$  km) vervoert en met een hoge frequentie rijdt. Dit bestaat uit automatisch geleide busjes met een capaciteit van 8 - 20 personen die over een aparte baan rijden. Het voertuig volgt een geprogrammeerde route. Momenteel draait een proef in Rotterdam tussen het kantorenpark Rivium en het metrostation Kralingse Zoom (een traject van 1,2 km).

## 4 Ontwerp verbinding

Voor de Combi-Roadligger hoeft geen verbinding tussen de bestaande brug en de ligger te worden ontworpen omdat de ligger dezelfde overspanning heeft als de bestaande brug. Alleen de steunpunten worden extra belast.

De ligger voor het fietspad kan, afhankelijk van de lengte van de overspanning, of even lang als de bestaande brug worden uitgevoerd zodat alleen de steunpunten extra belast worden, of korter dan de bestaande brug worden uitgevoerd. In het laatste geval moet de ligger aan de bestaande brug worden vastgemaakt.

In dit hoofdstuk wordt uitgezocht hoe dit zou kunnen: er wordt een verbindingsconstructie ontworpen en bij een bestaande brug wordt gekeken hoe deze extra belasting kan dragen, eventueel met versterking in de vorm van externe voorspanning of lijnwapening.

### 4.1 Bevestiging ligger - viaduct

De constructie van de bevestiging van de uitbreidingsligger aan het viaduct is afhankelijk van de vorm van de uitbreidingsligger: dubbel-T-ligger of trogligger; en het viaduct: prefab liggers of een plaatligger.

Eerst worden de voor- en nadelen van de dubbel-T-ligger en de trogligger voor de verbinding van de liggers aan het viaduct geïnventariseerd, en daarna zal worden gekeken hoe de ligger aan een viaduct van prefab liggers of een plaatligger bevestigd kan worden.

De uitbreidingsligger is ontworpen voor een overspanning van 10 m. De belasting die de verbinding op moet kunnen nemen is gelijk aan de maximale oplegreactie van de uitbreidingsligger.

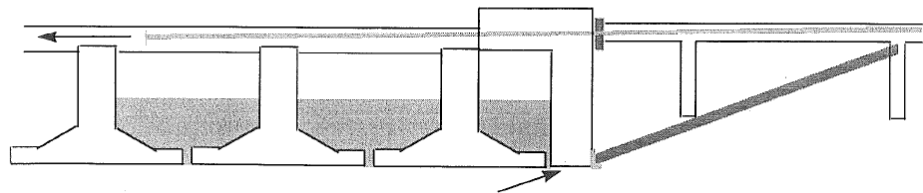
$$\begin{aligned} F_{TT \text{ ligger}} &= 234 \text{ kN} \\ F_{\text{trogligger}} &= 170 \text{ kN} \end{aligned}$$

De oplegreactie van de dubbel-T-ligger is veel groter omdat het overstek groter is (1,9 m in plaats van 1,5 m). De oplegreactie wordt minder als het overstek kleiner wordt.

De bevestiging wordt ontworpen voor een viaduct met prefab liggers en een vlakke plaat viaduct.

#### 4.1.1 Prefab ligger viaduct

De verbinding aan een prefab ligger viaduct ziet eruit als in figuur 4.1. De ligger wordt middels voorspanning en een drukstaaf op een console aan het bestaande viaduct bevestigd.



figuur 4.1 Bevestiging uitbreidingsligger aan prefab ligger viaduct

Om het viaduct te versterken kunnen een aantal ruimtes tussen liggers worden volgestort, en hierin zou dan extra voorspanning geplaatst kunnen worden.

De randligger is erg zwaar gedimensioneerd om aanrijdbelasting op te kunnen vangen. Door de uitbreiding is dit niet meer nodig en zou hij vervangen kunnen worden door een ligger die beter berekend is op het dragen van de extra belasting.

### 4.1.2 Vlakke plaat

De verbinding aan een vlakke plaat viaduct ziet eruit als in figuur 4.2. De ligger wordt middels voorspanning en een drukstaaf die in het viaduct wordt geboord aan het bestaande viaduct bevestigd.



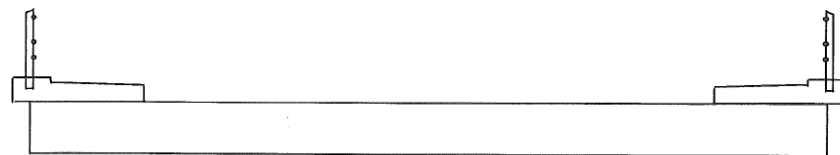
figuur 4.2 Bevestiging uitbreidingsligger aan vlakke plaat viaduct

## 4.2 Versterking bestaand viaduct

Als het bestaande viaduct de uitbreiding niet zonder extra maatregelen kan dragen kan het versterkt worden door er wapening aan de onderkant tegenaan te plakken (lijmwapening) die desnoods ook voorgespannen kan worden. Ook kan het viaduct versterkt worden door het extern voor te spannen.

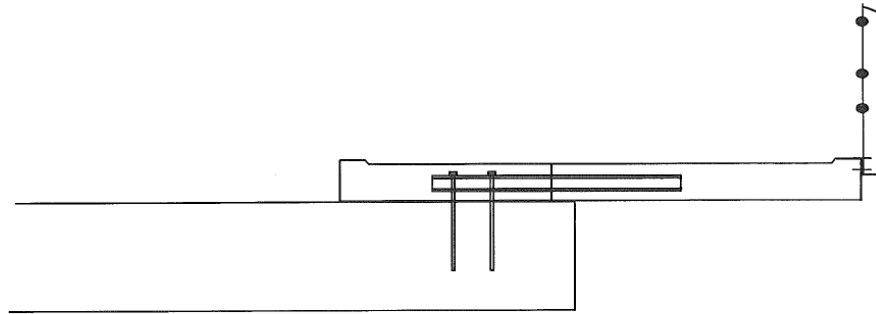
## 4.3 Uitbreiding in B40 en BRP 200

Een viaduct te Arnhem is onlangs uitgebreid met een fietspad in B40. Het oorspronkelijke viaduct ziet eruit als in figuur 4.3.



figuur 4.3 Oorspronkelijk viaduct

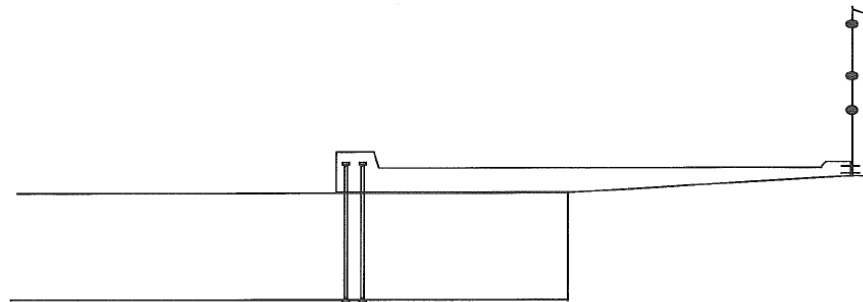
Voor het fietspad wordt het trottoir er aan een kant afgesloopt en daarvoor in de plaats komt het fietspad, zoals in figuur 4.4.



figuur 4.4 Uitbreiding in B40

De uitbreiding bestaat uit een prefab stuk waaruit een I profiel steekt. Dit I profiel wordt bevestigd aan het bestaande viaduct en vervolgens aangestort.

De uitbreiding in BRP 200 is voor dezelfde krachten ontworpen (het eigen gewicht zal niet zoveel schelen en de verkeersbelasting helemaal niets). De benodigde dikte is 175 mm (in plaats van 250 mm) bij de overgang naar het bestaande viaduct. De uitbreiding is geheel geprefabriceerd en wordt met voorspanbouten op het bestaande viaduct gemonteerd. Het geheel ziet eruit als in figuur 4.5.



figuur 4.5 Uitbreiding in BRP 200

Doordat BRP veel duurder is dan B40 wordt de hoogte meer aangepast aan de krachtenverdeling. Waar het moment het grootst is, is de hoogte ook het grootst. Verder kan nog materiaal uitgespaard worden door ribben toe te passen, of een soort cassettevloer aan de onderkant. Door de hoge materiaalprijs loont dit zeker de moeite.

Aangezien de uitbreiding ook al uitgevoerd kan worden in B40, loont het toepassen van BRP 200 zich hier waarschijnlijk niet. Maar indien een soortgelijk viaduct ook uitgebreid moet worden maar niet voldoende draagcapaciteit bezit, zou een uitbreiding in BRP misschien wel kunnen.

## 2000 – H.Tol – B200-betonnen schuiven voor de Stormvloedkering Oosterschelde

### Samenvatting

De Stormvloedkering Oosterschelde is een open stormvloedkering. Dat wil zeggen dat de kering alleen tijdens extreem hoogwater gesloten wordt. De rest van de tijd kan het water vrij de Oosterschelde in- en uitstromen.

De stalen schuiven waarmee de kering gesloten kan worden zijn voorzien van een vercoating. Deze conserverende verflaag moet ongeveer om de 15 jaar vervangen worden. Omdat werkzaamheden alleen in de zomermaanden uitgevoerd mogen worden, de schuiven moeilijk bereikbaar zijn en veel milieumaatregelen moeten worden getroffen zijn de schuiven erg duur in onderhoud.

In dit afstudeeronderzoek is onderzocht of het mogelijk is de stalen schuiven te vervangen door schuiven van Zeer Hoge Sterkte Beton (B200). Door de gunstige sterkte-eigenschappen van deze nieuwe betonsoort is het mogelijk relatief lichte betonconstructies te maken. Hierdoor kunnen de betonnen schuiven door dezelfde bewegingswerken worden bewogen als de stalen schuiven. Door de zeer dichte structuur van het beton kunnen chloriden uit het zeewater de betonconstructie niet binnendringen. De betonnen schuif behoeft daarom geen of weinig onderhoud.

### Zeer Hoge Sterkte Beton

ZHSB is een beton samengesteld met gemiddelde korrelafmetingen van één millimeter tot minder dan een halve micrometer en 3% staalvezels. Hierdoor ontstaat een zeer dicht mengsel met een minimum aan holle ruimtes, en dus een hoge sterkte. Druksterktes van 200 Mpa tot 800 Mpa zijn aldus haalbaar. Sterkteklassen hoger dan B200 zijn waarschijnlijk te kostbaar voor een economisch ontwerp van een schuif in de stormvloedkering Oosterschelde. Daarom is alleen een ontwerp in B200 gemaakt.

### Ontwerp nieuwe schuifconstructie

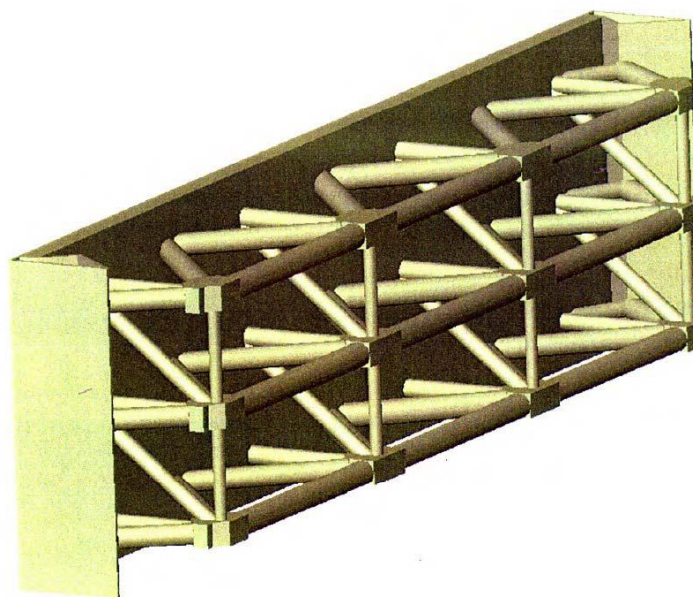
Bij vergelijking van verschillende mogelijke constructievormen blijkt een vakwerkliggerschuif zoals de huidige stalen schuiven de beste schuifvorm te zijn.

De betonnen vakwerkschuif is opgebouwd uit verschillende geprefabriceerde betononderdelen die door voorspankabels aan elkaar worden gespannen. De waterkerende wand bestaat uit 8 delen. De beplating wordt ondersteund door ribben en kokers. Het vakwerk wordt gevormd door de betonnen buizen, de holle kokers in de waterkerende wand en de knooppunten. De voorspanankers worden in de knooppunten van het vakwerk geplaatst. De eindharren zorgen ervoor dat de schuif zijn krachten kan overdragen aan de sponning in de pijlers en dienen tevens als aangrijppunt van de hydraulische cilinders.

### Berekening

Na een afschattende handberekening is met behulp van ANSYS is een rekenmodel van de schuif gemaakt. De knooppunten en aansluitdetails zijn hierbij niet meegemodelleerd.

De beplating is als schaalement berekend. De buizen, balken en kokers zijn als balkelement geschematiseerd.



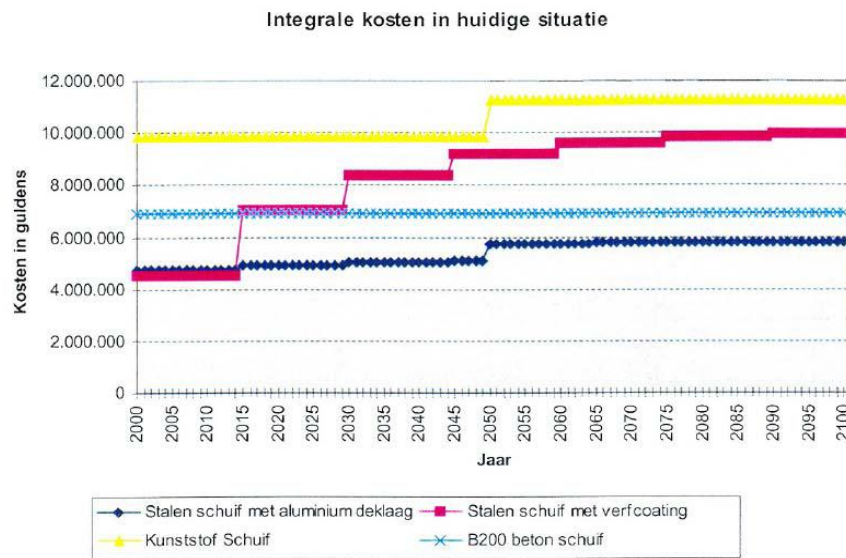
Bouwkosten				
	staal, geverfd	staal, Al. deklaag	Kunststof	B200
Nieuwbouwkosten (1 schuif)	fl 6.478.884,--	fl 6.791.647,--	fl 9.676.937,--	fl 6.859.595,--
Nieuwbouwkosten (meerdere schuiven prijs per stuk)	fl 6.478.884,--	fl 6.791.647,--	fl 8.313.937,--	fl 6.266891,--
Levensduur	> 100 jaar	> 100 jaar	50 jaar	>100 jaar

Onderhoudskosten				
Verven/Al. Deklaag	fl 4.502.197,--	fl 4.768.687,--	n.v.t.	n.v.t.
Onderhoudsinterval	15 jaar	50 jaar	n.v.t.	n.v.t.
Uitslijpen, dichtlassen vermoeiingsscheuren	(in verfkosten opgenomen)	fl 311.730,-- (om de 15 jaar)	n.v.t.	n.v.t.

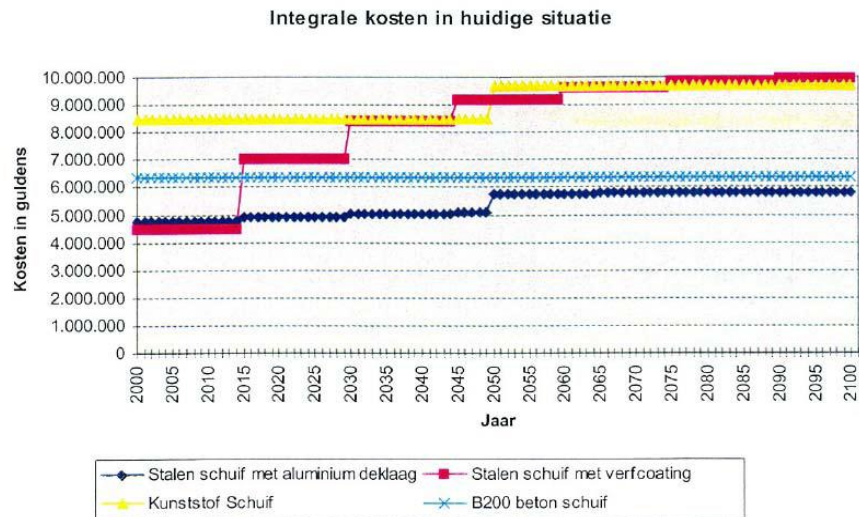
Tabel 1; Overzicht kostencomponenten schuifvarianten

9.3.2 Integrale kostenvergelijking in huidige situatie (één schuif)



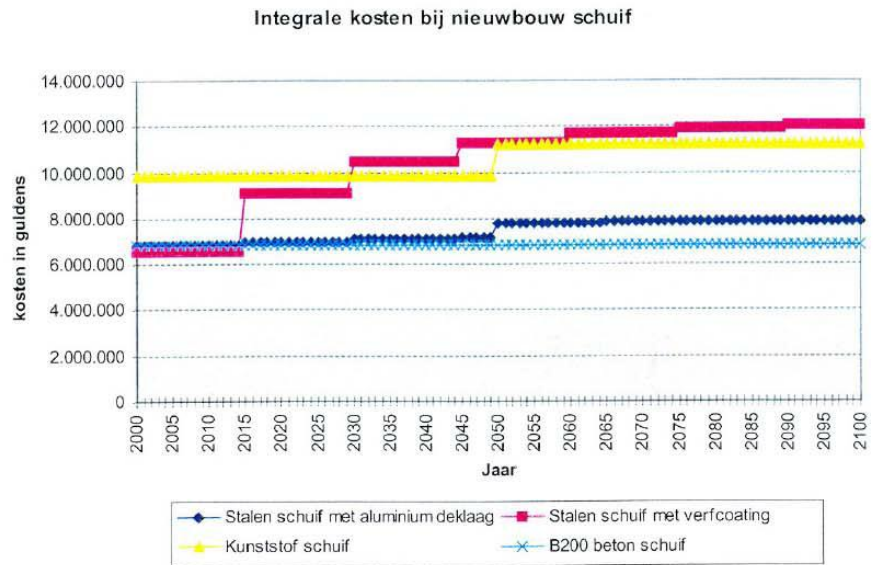
Figuur 1

9.3.3 Integrale kostenvergelijking in huidige situatie (meerdere schuiven)



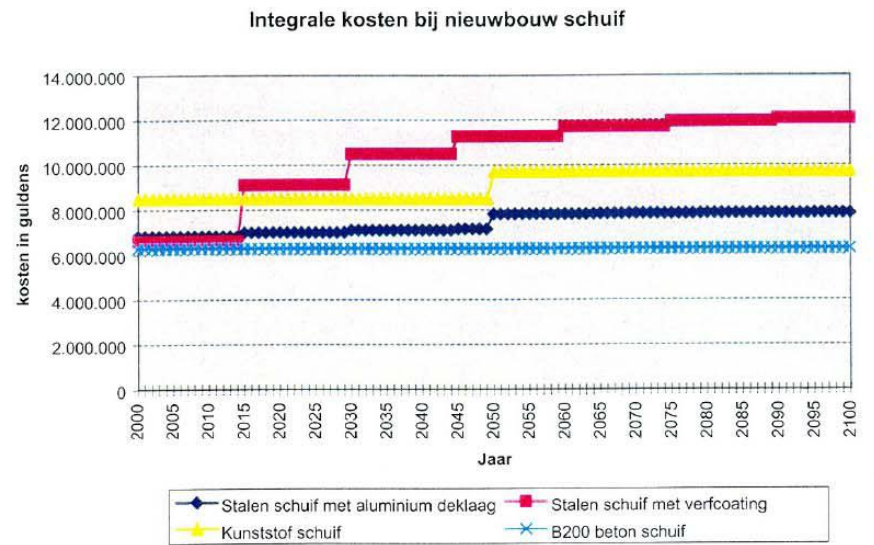


9.3.4 Integrale kostenvergelijking bij nieuwbouw (één schuif)



Figuur 3

9.3.5 Integrale kostenvergelijking bij nieuwbouw (meerdere schuiven)



*2001 - M. van der Kolk – Haalbaarheid van hoge sterkte vezelversterkt vloei beton voor spanwandprofielen*

### Samenvatting

Ontwikkelingen in beton gaan de laatste jaren vrij snel. Tegenwoordig is het beton op vele manieren aan te passen aan de eisen van de gebruiker: Beton met hoge of zelfs zeer hoge sterkte, zelfverdichtend- ofwel vloei beton en ook vezelversterkt beton zijn voorbeelden hiervan. In dit afstudeeronderzoek is onderzocht of het mogelijk is om op basis van deze nieuwe betonsoorten de huidige damwanden van de firma Spanbeton te optimaliseren.

Na een vooronderzoek waarin een inventarisatie is gemaakt van enkele beschikbare betonsoorten is in dit verslag op basis van een parameteronderzoek bepaald in hoeverre nieuw ontwikkelde betonmengsels kunnen concurreren met het huidige B65. Hierbij is niet alleen rekening gehouden met de momentcapaciteit en de dwarskrachtcapaciteit van de damwand, maar ook met belastingen die optreden tijdens opslag, transport en montage.

Uit de berekeningen blijkt dat van de dure, vezelversterkte materialen het HSVVB100 het best kan concurreren met het huidige B65. De prijs per meter blijft echter nog steeds circa 90% hoger dan die van de damwand in B65. Dit prijsverschil kan deels worden beperkt door een mengseloptimalisatie van het HSVVB100. Uit profieloptimalisatie volgen profielen met flensdikten van 50 mm en lijfdikten van 45 mm. Bij deze afmetingen is de momentcapaciteit van de damwand in HSVVB100 circa 10% hoger dan de capaciteit van de damwand in B65. Dit geldt niet alleen voor een profielhoogte van 450 mm, maar ook voor hoogten van 350 en 600 mm. Normale vezelversterkte betonsoorten, die net als normaal beton grind bevatten, hebben niet de verbetering in sterkte-eigenschappen die nodig is om het materiaal concurrerend te maken, terwijl een geavanceerde beton met zeer hoge sterkte, zoals het BSI, juist te duur is om te kunnen concurreren. Omdat de dwarskrachtcapaciteit van de damwanden in HSVVB100 hoger is dan die van de damwanden in B65, is het mogelijk om de gekozen damwand in HSVVB100 te optimaliseren door de lijfdikte te beperken tot 45 millimeter. Hiermee wordt de dwarskrachtcapaciteit teruggebracht tot 170% van de dwarskrachtcapaciteit van de damwand in B65. Door afname van de hoeveelheid materiaal nemen de kosten per meter lengte van de damwand iets af, terwijl de momentcapaciteit nauwelijks verandert.

Om te controleren of de betondoorsnede met dergelijke dunne lijven en flenzen de voorspankracht nog kan opnemen, zijn enkele proeven uitgevoerd. Platen van 60 en 50 millimeter dikte zijn voorgespannen met vier voorspanstrengen, die na aflaten van de belasting gezamenlijk 540 kN voorspankracht uitoefenden op de wand. Uit deze proeven is gebleken dat de sterkte en de taaiheid van het HSVVB100 groot genoeg zijn om deze voorspanning toe te passen in flenzen van 60 en 50 mm dikte.

Verdere optimalisering van de damwand valt niet binnen dit onderzoek. Te denken valt aan een mengseloptimalisering en een nauwkeuriger berekening van de belastinggevallen, gebuikmakend van een eindige elementen analyse.

Tot slot moet het ontwerp uit dit onderzoek nog omgewerkt worden tot een product, met definitieve afmetingen, diverse ingestorte voorzieningen en een bekistingsvorm.

## *2002 - R. Tol - Spanwand van HSVVZVB - een nieuw ontwerp beproefd*

### Samenvatting

Het doel van dit afstudeerproject is het realiseren van een spanwand van hoge sterkte vezel ver-sterkt zelfverdichtend beton, waarbij voldaan moet worden aan de eisen die gesteld worden ten aanzien van ontwerp, productie, opslag, transport, montage. Aangetoond is dat het materiaal met succes kan worden toegepast.

Ontwerp. Er is een doorsnede ontworpen waarbij rekening gehouden is met de plaatsing van de vereiste voorzieningen. Deze heeft een flensdikte van 50 mm en een lijfdikte van 45 mm en er worden 18 strengen,  $\varnothing 12,5$  mm, toegepast. Aan de hand van berekeningen is geconcludeerd dat de momentcapaciteit ongeveer 10% groter is dan van de traditionele B65-spanwand. Verder is uit bezwijkproeven en berekeningen gebleken dat de dwarskrachtcapaciteit ongeveer 20% groter is dan berekend voor de traditionele B65-spanwand.

Productie. Voor het afstudeeronderzoek zijn een vijftal HSVVZVB-spanwanden geproduceerd. Ge-bleken is dat productie op redelijk eenvoudige wijze mogelijk is. De gemiddelde druksterkte van het materiaal bedraagt na 28 dagen 129 N/mm<sup>2</sup> en de karakteristieke druksterkte 120 N/mm<sup>2</sup>. De ge-middelde treksterkte bedraagt 12 N/mm<sup>2</sup>. De ontspansterkte van 65 N/mm<sup>2</sup> wordt bereikt na onge-veer 22 uur. Echter om het ontstaan van luchtinsluitingen te voorkomen was een "sneller" mengsel nodig, wat bereikt is door extra toevoeging van 12 liter water. Verder is gebleken dat een onder-breking tijdens het stortproces tot een zwakke laag in de doorsnede leidt. De betonsamenstelling zal verder aanpast moeten worden, zodat toeslag gebruikt kan worden welke bulk, en dus goed-koop, op de Nederlandse markt leverbaar is.

Opslag en Transport. Voor ontkisten en horizontaal hijsen van de HSVVZVB-spanwand is een plaatanker ontworpen, waarin een hijslus geschroefd kan worden. Deze kan zowel in onder- als bovenflens ingestort worden. Bij bezwijkproeven bedroeg de gemiddelde draagkracht van het an-ker 75 kN, wat ruim voldoende is. Bij stapelen kunnen openbuigende momenten optreden; bij een proef is vastgesteld dat in breedterichting de plank een moment van 2,3 kNm op kan nemen. Aan-gezien dit zeer beperkt is, zullen de HSVVZVB-spanwanden, anders dan de huidige spanwanden, recht op elkaar gestapeld moeten worden, met klossen tussen de onderflenzen. Het op deze wijze stapelen leidt tot een aanzienlijke ruimtebesparing. Op een vrachtauto kunnen twee maal zoveel spanwanden geladen worden.

Montage. Bij een montageproef is een drietal HSVVZVB-spanwanden in de grond gebracht en weer getrokken. Voordelen bij het inbrengen zijn de betere handelbaarheid en de hogere inbreng-snelheid. Het is gebleken dat voor het naar verticale positie hijsen en het in de inbrengstelling plaatsen van de HSVVZVB-spanwand M20-stekankers toe te passen zijn. Bij een bezwijkproef is gemeten dat deze stekankers in zijdelingse richting gemiddeld 15 kN op kunnen nemen. Deze ste-kankers kunnen net als de plaatankers in de gebruiksfase gebruikt worden om de spanwand met andere constructiedelen te verbinden. Verder kan geconcludeerd worden dat de HSVVZVB-spanwand voldoende in staat is om de optredende krachten tijdens het intrillen op te nemen. Aan-gezien bij het trekken van één spanwand het klemvlak is uitgebroken zou enige versterking ter plaatse gewenst zijn. Bij de messing- en groefverbinding is nauwelijks schade opgetreden.

Tenslotte kan algemeen opgemerkt worden dat de staalvezels met name in de lengterichting van de spanwand georiënteerd zijn ten gevolge van de stroomrichting van de specie in de kist. Voor-gesteld wordt bij berekeningen uit te gaan van de

treksterkte van het beton met vezels in de leng-terichting, en van de treksterkte van het beton zonder vezels in de breedterichting.

### Conclusies

De belangrijkste conclusie, die naar aanleiding van de studie getrokken kan worden, is dat een spanwand te realiseren is van hogesterkte vezelversterkt zelfverdichtend beton, welke voldoet aan de eisen die gesteld worden ten aanzien van productie, opslag, transport en montage. Er is een spanwand van 12,5 meter lengte gerealiseerd met een flensdikte van 50 mm en een lijfdikte van 45 mm, met toepassing van 18 strengen, Ø12,5 mm. Betreffende dit prototype zijn de onderstaande punten te concluderen.

- De resultaten van de uitgevoerde proeven komen over het algemeen goed overeen met de resultaten van de gebruikte rekenmodellen. De rekenmodellen kunnen dan ook bij het de-tailontwerp van de spanwand worden gebruikt.
- Aan de hand van berekeningen is te concluderen dat de momentcapaciteit groter is dan van de traditionele B65-spanwand.
- De staalvezels zijn met name in de lengterichting van de spanwand georiënteerd ten gevolge van de stroomrichting van de specie in de kist. Geconcludeerd kan worden dat bij berekeningen uitgegaan moet worden van de treksterkte van het beton met vezels in de leng-terichting, en van de treksterkte van het beton zonder vezels in de breedterichting.
- Uit bezwijkproeven en berekeningen is gebleken dat de dwarskrachtcapaciteit groter is dan berekend voor de traditionele B65-spanwand. Er ontstaat bij beproeven een scheurpatroon met scheuren onder een hoek van 230, wat overeen komt met de hoofdtrekrichting. Ten aanzien van dwarskracht speelt de vezelrichting een beperkende rol.
- Ten gevolge van de kleine lijf- en flensdikte is de spanwand in de dwarsrichting relatief zwak. Dit heeft echter geen belangrijke gevolgen.
- Het belangrijkste voordeel tijdens productie is dat geen beugelwapening gebruikt hoeft te worden. Naast de materiaalkosten kunnen ook de kosten van het buigen van de beugels en het inbouwen in de kist uitgespaard worden.
- Voor het hijsen van de spanwanden zijn eenvoudige oplossingen mogelijk, er kunnen na-melijk plaat- en stekankers ingestort worden. Deze kunnen tijdens de gebruiksfase ook dienen als verbindingsmiddelen met andere constructiedelen.
- De HSVVZVB-spanwanden zullen anders gestapeld moeten worden dan de traditionele B65-spanwanden. Om de momenten in dwarsrichting te beperken, zullen ze recht op elkaar gestapeld moeten worden, met klossen tussen de onderflenzen.
- De kleinere afmeting en gewicht van de spanwand zijn een voordeel tijdens transport. Per vrachtauto kunnen een groter aantal spanwanden geladen worden. Verder zijn kranen met een kleinere hijscapaciteit toereikend.
- Uit montageproeven is gebleken dat het mogelijk is om de spanwanden in de grond te brengen zonder optreden van schade aan de messing- en groefverbinding. Tijdens be-zwijkproeven is gemeten dat de HSVVZVB-spanwanden via de messing- en groefverbinding 17,5 kN per strekkende meter op elkaar over kunnen brengen.
- Uit de montageproef is gebleken dat bij de spanwand van HSVVZVB een grotere inbreng-snelheid bereikt kan worden dan bij de traditionele spanwand.



### Aanbevelingen

Aangetoond is dat het materiaal HSVVZVB nieuwe mogelijkheden biedt. Echter voordat op grote schaal toepassing in spanwanden plaats kan vinden, zullen aantal zaken nader onderzocht moe-ten worden. Bij de uitgevoerde studie zijn een aantal punten naar voren gekomen. Deze zullen on-derstaand puntgewijs genoemd worden.

- Er zal verder onderzoek gedaan moeten worden naar de betonsamenstelling. Dit zal moe-ten leiden tot een mengsel waarin toeslag gebruikt kan worden dat bulk en dus goedkoop op de Nederlandse markt leverbaar is. Verder is het, om het ontstaan van luchtinsluitingen in de nauwe kist te voorkomen, noodzakelijk dat het mengsel met voldoende snelheid stroomt.
- De prijs van de staalvezels vormt meer dan 60% van de totale grondstofprijs. Daarom zal samen met de vezelproducent bekeken moeten welke mogelijkheden er zijn om tot een la-gere prijs te komen. Een ander type vezel, of een mix van vezels met bijvoorbeeld verschil-lende dikten, is wellicht goedkoper leverbaar maar even goed bruikbaar in HSVVZVB.
- Er moet een onderzoek gestart worden naar de duurzaamheid van het materiaal HSVVZVB, en naar de vraag of bij de aanwezige kleine dekking op de strengen een vol-doende lange levensduur van de spanwand gegarandeerd kan worden.
- De mogelijkheden moeten onderzocht worden hoe de messing- en groefverbinding water-dicht gemaakt kan worden. Bijvoorbeeld door de ontwikkeling van een nieuw rubberen voegprofiel.
- De productiemethode van een HSVVZVB-spanwand moet nader onderzocht en geopti-maliseerd worden. Aan de hand hiervan kan vervolgens een realistische kostprijs bepaald worden.
- Het is aan te bevelen een commercieel onderzoek te doen. Interessant is in welk type con-structies toepassing van een dergelijke spanwand van HSVVZVB het meest geschikt is. En hoe de spanwand zich verhoudt ten opzichte van andere oplossingen en producten in de markt. Naast de kostprijs zullen de specifieke voordelen beschouwd moeten worden en dus in hoeverre de nieuwe spanwand een aanvulling kan vormen op de huidige producten.

2002 - Cheung – Detaillering B200-hefschuiven Stormvloedkering Oosterschelde

### Samenvatting

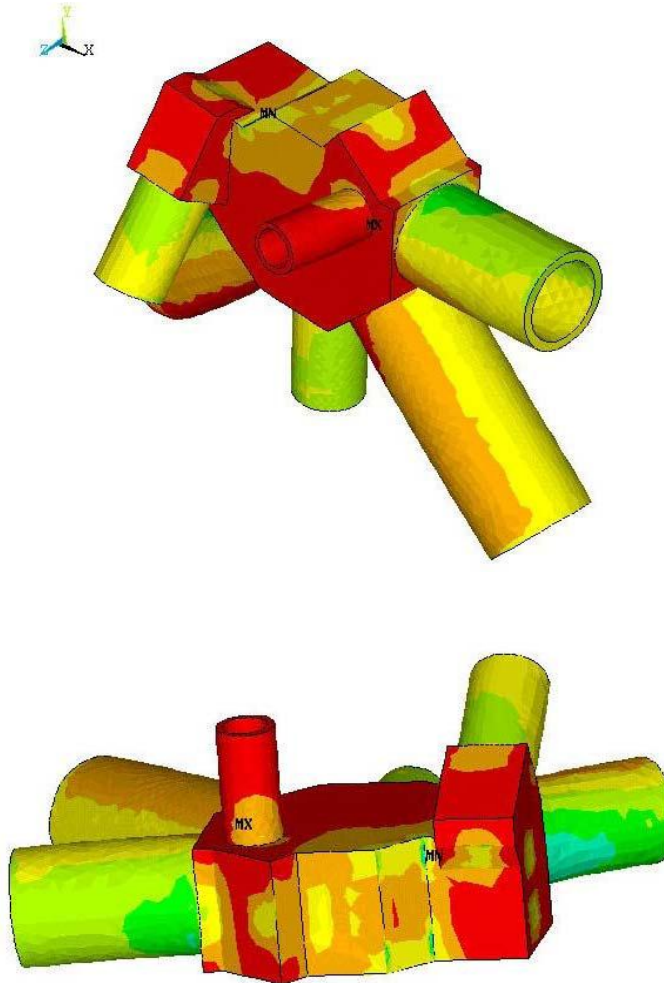
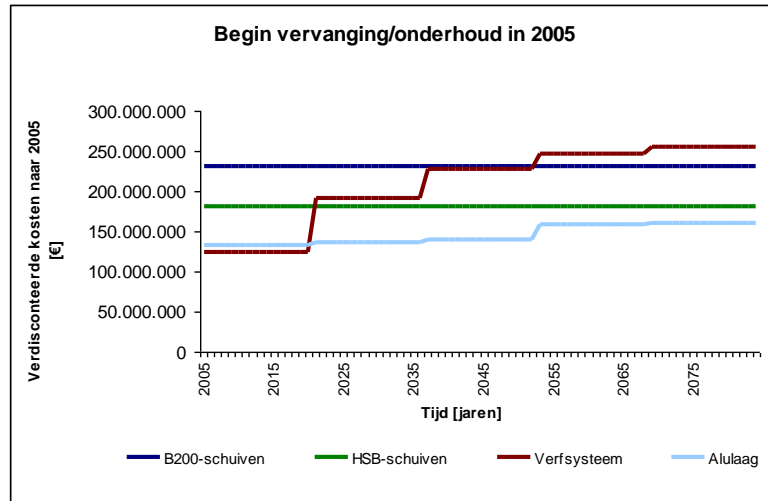
Na de stormvloedramp van 1953 is de ontwikkeling van het Deltaplan gestart. In het kader van dit plan is de Stormvloedkering Oosterschelde gebouwd. Deze

waterkering is een open kering met 62 stalen hefschuiven die worden gesloten wanneer een stormvloed wordt voorspeld. Vanwege het zeer agressieve milieu waarin de kering zich bevindt, zijn de stalen schuiven tijdens de bouw voorzien van een vercoating ter bescherming tegen corrosie. Inspectie in de jaren negentig toonde echter dat een groot aantal van deze schuiven is aangetast door (put)corrosie. Het gevolg hiervan is het vervroegd vervangen van de coating, hetgeen resulteert in een aanzienlijke verhoging van de onderhoudskosten van de waterkering. Om deze reden is in dit afstudeerproject gekeken naar de mogelijkheid de stalen hefschuiven te vervangen door hefschuiven die worden uitgevoerd in B200-beton. Reeds zijn een haalbaarheidsstudie en een voorontwerp gemaakt van een B200-schuif voor de Stormvloedkering Oosterschelde. Dit afstudeerproject is een vervolgstudie op het gemaakte B200-schuifontwerp. Deze betonnen schuif dient ter vervanging van de huidige stalen schuiven in de kering en wordt als een alternatief beschouwd voor het reduceren van de hoge onderhoudskosten aan de waterkering. Bij dit project is onder meer gekeken naar de detaillering, montage- en kostenaspecten van het schuifontwerp. Het materiaal B200-beton is een nieuw product. Naast de zeerhogesterkte heeft het constructiemateriaal een grote dichtheid, slijtvastheid en een goede verwerkbaarheid. Vanwege deze gunstige eigenschappen is voor het schuifontwerp gekozen voor dit constructiemateriaal.

Het B200-schuifontwerp bestaat uit een waterkerende wand die wordt ondersteund door een vakwerkconstructie. De hefschuif wordt door twee eindharren in de sponningen van de pijlers opgelegd. Omdat de schuif zowel waterbelastingen aan de Noordzeezijde als waterbelastingen aan de Oosterscheldezijde moet weerstaan, worden alle staven in de betonnen vakwerkconstructie voorgespannen. Hiervoor is een spansysteem ontworpen en zijn de knoopverbindingen van het vakwerk gedimensioneerd. Gekozen is voor een voorspansysteem waarbij vakwerkstaven, die in het verlengde van elkaar zijn gelegen, gezamenlijk worden gespannen door lange kabels. Vanwege de grote duurzaamheid van B200-beton is dit materiaal ook gekozen voor het realiseren van de vakwerkknoppen. Van één van deze knopen is een FEM-model gemaakt om de krachtwerving in dit constructie-element te bekijken. Tevens zijn de eindharren van de hefschuif in B200-beton ontworpen en is het gehele schuifontwerp op vermoeiing getoetst. Aangezien weinig bekend is over de materiaaleigenschappen van het nieuwe betonsoort B200, is een analyse gemaakt van de toepassing van bestaande rekenregels op dit materiaal. Dit is gedaan voor vermoeiing, krimp en kruip. Aan de hand van deze analyse kan worden gesteld dat de B200-hefschuif constructief haalbaar is. Wel moet meer onderzoek worden verricht naar de materiaaleigenschappen van B200-beton en moeten duidelijke rekenregels worden opgezet voor de toepassing van dit nieuwe constructiemateriaal. Het totale gewicht van de betonnen hefschuif is circa 640 ton. Dit is meer dan de stalen schuif van 450 ton. Met een aantal aanpassingen in de huidige bewegingswerken kan de hefschuif zonder problemen worden opgetrokken en neergelaten.

Ook is gekeken naar verschillende montagemogelijkheden van de B200-hefschuif. Het beste alternatief is de methode waarbij de schuiven op een centrale bouwterrein worden geassembleerd en opgeslagen. Daarna worden de schuiven met transportpontons naar de kering gebracht en worden ze door een drijvende kraan gemonteerd. Dit alternatief is nagenoeg identiek aan de methode die destijds bij de bouw van de kering is toegepast. Ook zijn de werkzaamheden bij de conservering van een stalen schuif in 1994 op vergelijkbare wijze uitgevoerd. Nadat de kosten van het project zijn bepaald, kan worden geconcludeerd dat het vervangen van de huidige schuiven door B200-hefschuiven financieel gunstiger is dan het onderhouden van de stalen schuiven met verfsystemen. De goedkoopste

oplossing is echter niet het vervangen van de schuiven, maar het conserveren van de stalen schuiven door een aluminium deklaag. Desondanks is B200-beton een zeer geschikt materiaal voor het realiseren van duurzame constructies. Bij het maken van nieuwe ontwerpen voor waterbouwkundige kunstwerken biedt B200-beton zowel technisch als financieel goede mogelijkheden in vergelijking met andere constructiematerialen.



Conclusies

- Technische haalbaarheid B200-hefschuif: Geconcludeerd kan worden dat de B200-betonnen hefschuif voor de Stormvloedkering Oosterschelde constructief haalbaar is. Ondanks dat weinig bekend is over het vermoeiingsgedrag van de nieuwe betonsoort, kan er van worden uitgegaan dat de schuif voldoende sterk is op vermoeiing. Het totale gewicht van de hefschuif is 640 ton. Met een aantal aanpassingen in de huidige bewegingswerken kan de hefschuif zonder problemen worden opgetrokken en neergelaten.
- Financiële haalbaarheid B200-hefschuif: Het vervangen van de huidige schuiven door B200-hefschuiven is financieel gunstiger dan het onderhouden van de stalen schuiven met verfsystemen. Dit is echter niet de goedkoopste oplossing. Het conserveren van de huidige schuiven met aluminiumdeklagen brengt lagere kosten met zich mee.

#### Aanbevelingen

- Aan de hand van de vormgeving van het gemaakte schuifontwerp moet onderzoek worden gedaan naar de optredende hydraulische belastingen op de schuifconstructie. Met name de waterdrukken die kunnen optreden bij de eindharconstructies zijn moeilijk te voorspellen.
- Ten behoeve van de eindharconstructies worden de sponningen van de pijlers versmald. Hierbij worden in de sponningen betonnen constructies geplaatst. Naar deze onderdelen moet meer onderzoek worden verricht en een meer duidelijk ontwerp moet worden gemaakt. Uitgegaan is van de toepassing van dezelfde typen geleidingswerken als die zijn gebruikt voor de stalen schuiven. Onderzoek moet worden verricht naar de mogelijkheid van de toepassing van andere geleidingssystemen.
- Een ontwerp is gemaakt voor de grootste hefschuif met een hoogte van 11,9 meter. Aanbevolen wordt om een studie te doen naar de vertaling van dit B200-schuifontwerp naar ontwerpen voor de kleinere schuiven.
- Bij de bepaling van de kosten van het project is rekening gehouden met de kosten voor het produceren en monteren van de B200-schuiven. De ontwerpkosten van deze constructies moeten hierbij ook in rekening worden gebracht.
- Alhoewel het vervangen van de huidige schuiven door B200-hefschuiven niet de gunstigste oplossing is in relatie tot de onderhoudskosten van de Stormvloedkering Oosterschelde, is B200-beton een zeer geschikte materiaal voor het realiseren van duurzame constructies. Bij het maken van nieuwe ontwerpen voor waterbouwkundige kunstwerken biedt B200-beton zowel technisch als financieel goede mogelijkheden in vergelijking met andere constructiematerialen.
- Naar de materiaaleigenschappen van B200-beton moet meer onderzoek worden verricht. Ook moeten duidelijke rekenregels worden opgezet voor de toepassing van het nieuwe constructiemateriaal.
- Aangezien B200-beton veel druk- en weinig trekspanningen kan opnemen, ligt het voor de hand om voorspanning toe te passen op constructie-elementen die zijn uitgevoerd in B200-beton. Hiervoor moeten nieuwe voorspannsystemen worden ontworpen. Met name verankeringen van voorspankabels kunnen voor dit nieuwe constructiemateriaal worden verbeterd.
- Ondanks de toevoeging van stalen vezels in het mengsel van B200-beton, is de treksterkte van het materiaal relatief klein. Onderzoek moet worden gedaan naar de toepassing van wapening in B200-beton. Behalve het gebruik van stalen wapeningsstaven moet ook worden gekeken naar wapeningselementen van andere materialen, zoals vezelversterkte kunststof.



- Door het toepassen van wapening in het beton zou het ontwerp van de B200-hefschuif geoptimaliseerd kunnen worden. Net als bij het schuifontwerp dat uitgevoerd is in hoge sterkte beton<sup>3</sup>, zouden de afmetingen van de schuifconstructie verkleind kunnen worden door het gebruik van stalen wapeningsnetten.
- Voor vervangende hefschuiven voor de Stormvloedkering Oosterschelde zijn verschillende ontwerpvarianten bedacht. Aanbevolen wordt om een ontwerpstudie te verrichten naar de haalbaarheid van een hefschuif die uitgevoerd wordt in B200-beton, stalen wapeningsnetten en vezelversterkte kunststof. Hierbij kan worden gedacht aan een waterkerende wand van B200-beton, een vakwerkconstructie van vezelversterkte kunststof en de eindharren van gewapend beton. Naast deze ontwerpvariant kunnen ook andere constructievormen worden bekeken.

## 2002 - T.S. Vervoort – Zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw

### Samenvatting

De laatste jaren staat zeer hoge sterkte beton (ZHSB) meer en meer in de belangstelling, zeker toen halverwege de jaren '90 duidelijk werd dat de ontwikkeling van hoge sterkte beton niet zou stoppen bij sterktes tot rond de 100 N/mm<sup>2</sup>. Naast de sterkte heeft het beton meer gunstige eigenschappen, zoals een grote dichtheid en de goede verwerkbaarheid. Toch wordt dit materiaal tot op heden vrijwel niet in grote projecten toegepast. De oorzaken zijn te herleiden op de hoge kosten die aan dit product verbonden zijn, gebrek aan rekenregels en gebrek aan ervaring / referenties.

Omdat de praktische kennis van productie en verwerking van ZHSB in Nederland voorhanden zijn is dit voor de Bouwdienst Rijkswaterstaat reden om te kijken naar de toepassingsmogelijkheden in de civiele bouw. In dit onderzoek is gekeken naar de mogelijkheden van ZHSB bij de bouw van vaste bruggen en hoe dit beton een concurrerend alternatief kan vormen voor de huidige toegepaste materialen.

Tot nu toe zijn drie bruggen gerealiseerd met ZHSB, een voetgangersbrug over de rivier Magog te Sherbrooke (Canada) en twee verkeersbruggen in Bourg-lès-Valence (Frankrijk). Voor deze bruggen geldt dat de liggerelementen in de fabriek zijn geproduceerd. Ook voor eerdere studies naar bepaalde vormen, zoals een holle plaatligger, een kokerbalk en een kokerprofiel, wordt uitgegaan van prefab liggerelementen, waarschijnlijk omdat niet zeker is of ter plaatse gestort beton over dezelfde eigenschappen bezit als in de prefabricage het geval is. Een concurrerend alternatief voor de huidige materialen zal daarom gezocht worden in geprefabriceerde brugliggers.

Daarvoor zijn drie voorontwerpen opgesteld te weten de in Nederland meest toegepaste liggers voor verkeersbruggen: de omgekeerde T- en de kokerligger, verder lijkt ook een trogbrug geschikt voor prefabricage in segmenten. Voor ieder alternatief zijn drie varianten ontwikkeld. Zo worden de liggerelementen in de praktijk uitsluitend met voorspanning geleverd, maar door verbeterde materiaaleigenschappen van ZHSB ten opzichte van gewoon beton zijn zeer fijne wapeningsnetten ook een mogelijkheid. De andere twee liggervarianten varianten zijn opgesteld om een zo slank en licht mogelijke ligger te vinden en is onderzocht in hoeverre de bestaande liggers 'geknepen' kunnen worden als zij in ZHSB uitgevoerd worden. Voor het derde alternatief de trogbrug is afgetast wat de meest ideale slankheid van de hoofdligger is in dit soort beton.

Wanneer de varianten met elkaar worden vergeleken zijn de twee belangrijkste conclusies die hieruit kunnen worden getrokken dat ZHSB in de bruggenbouw het meest optimaal wordt benut bij een overspanningslengte van 35 meter. Verder is het zo dat wanneer de brugliggers erg licht zijn en een smalle onderflens hebben de vermoeiingsdruksterkte van het beton aan de onderzijde de bezwijkreden is.

Vervolgens is een casestudie opgesteld voor een brug die geschikt is voor de zwaarste verkeersklasse over een 2\*3 strooks autosnelweg: de meest voorkomende brug met een overspanning die in de buurt komt van 35 meter. Dit komt neer op een brug met twee velden van ongeveer 28 meter per veld. Als hier het voorkeursontwerp voor wordt bepaald met behulp van een multicriteria-analyse en ook een gevoeligheidsanalyse plaatsvindt, blijkt dat een trogbrug de best mogelijke oplossing is. Dit komt door het zeer lage rijdek wat er voor zorgt dat veel minder grond nodig is voor de zandlichamen die de grootste kostenpost vormen voor een dergelijk viaduct.

## 6 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zullen aan de hand van de eerder opgestelde probleemstelling conclusies worden getrokken over zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw. Tevens worden aanbevelingen gedaan voor verder onderzoek.

### 6.1 Conclusies

Voordat de conclusies naar voren komen volgt eerst nog de probleemstelling zoals deze in het eerste hoofdstuk van dit rapport is opgesteld:

*Hoe kan zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw toegepast worden om een concurrerend alternatief te vormen voor de huidige toegepaste materialen in de bruggenbouw?*

Wanneer gelet wordt op het toepassen van zeer hoge sterkte beton in een tweetal gerealiseerde bruggen valt op dat de bruggen niet zijn gerealiseerd met ter plaatse gestort beton, maar dat de liggers in de fabriek geprefabriceerd zijn. Op dit moment is nog niet zeker of ter plaatse gestort zeer hoge sterkte beton dezelfde eigenschappen heeft / haalt als onder fabrieksomstandigheden.

In de huidige bruggenbouw worden een tweetal brugliggers in de prefabricage veelvuldig toegepast, te weten de omgekeerde T met druklaag en de kokerligger. Een derde oplossing die naar voren komt is het vervaardigen van een trogbrug in segmenten.

Geprefabriceerde liggers kunnen variëren tussen 15 en 60 meter, dit is afhankelijk van de beschikbare ruimte in de fabriek en of de ligger nog wel getransporteerd kan worden. Verder is het de vraag of voorgespannen of juist gewapende liggers het beste toegepast kunnen worden. In de praktijk worden uitsluitend voorgespannen liggers geproduceerd, maar door de verbeterde materiaaleigenschappen van zeer hoge sterkte beton zijn zeer fijne wapeningsnetten ook een mogelijkheid.

Wanneer alle mogelijke oplossingen met elkaar worden vergeleken dan volgt hieruit dat:

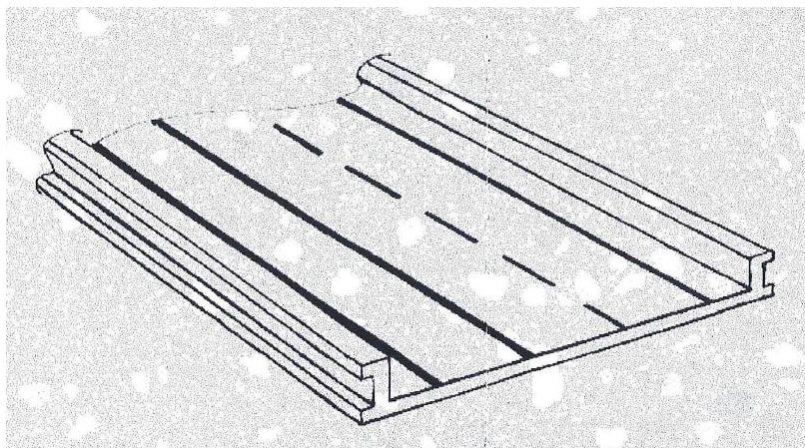
- zeer hoge sterkte beton voor geprefabriceerde liggers het meest optimaal gebruikt wordt bij een overspanningslengte van 35 meter
- wanneer brugliggers van zeer hoge sterkte beton erg licht zijn en een smalle onderflens hebben is de vermoeiingssterkte van het beton bij de onderflens maatgevend
- gewapend betonnen omgekeerde T- en kokerliggers slanker zijn dan de voorgespannen brugliggers
- bij een tweevelds overspanningsconstructie een trogbrug de meest economische wijze is waarop zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw toegepast kan worden

Een trogbrug kan het beste geprefabriceerd worden in aparte rijdelementen en hoofdliggers, omdat dit eenvoudiger te fabriceren is in de fabriek en makkelijker is te monteren op de bouwplaats dan een trogbrug verdeeld in segmenten.

De aansluiting van de hoofdligger met het rijdek is het eenvoudigst te realiseren door de aansluiting direct naast de hoofdligger te realiseren en het rijdek tegen de hoofdliggers te spannen met nagerekt staal dan met voorgerekt staal op het momentennulpunt. Ook hier geldt dat de uitvoering en fabricage de doorslag geeft.

Verder is voor de realisatie van zowel de hoofdliggers als de rijdelementen geen passieve wapening nodig.

Wanneer het definitieve ontwerp vergeleken wordt met het gemaakte voorontwerp dan valt op dat het rijdek van het definitieve ontwerp 210 mm slanker is en dus bij het criterium zandlichaam nog beter scoort bij het afwegen van de ontwerpen. Het totaalgewicht van de brug valt echter iets hoger uit, dit komt door de veel grotere hoeveelheid beton die nodig is voor de hoofdliggers. De bijna 102 m<sup>3</sup> beton zorgen voor een massa van 7.3 kN/m<sup>2</sup>, een toename van ongeveer 6%.



## 6.2 Aanbevelingen

Omdat niet alle gegevens van het beton bekend zijn, zijn er aannamen gedaan en berekeningen uitgevoerd volgens de Nederlandse Norm die zeer waarschijnlijk te conservatief zijn geweest. Het verdient daarom ook aanbeveling:

- rekenregels op te stellen voor zeer hoge sterkte beton om toepassing van dit materiaal niet alleen in de bruggenbouw, maar ook voor andere betonconstructies te bevorderen
- dat onderzoek wordt gedaan naar de vermoeingsdruksterkte van zeer hoge sterkte beton, alsmede de krimp en kruip van dit materiaal, omdat daar nog (bijna) niets van bekend is
- om meer inzicht te krijgen in het gedrag van dit soort beton wanneer (zeer fijne en dichte) wapening wordt toegepast

Voor het ontwerpen van de brug zijn ook een aantal aannamen en schattingen gedaan die nader bekeken dienen te worden. Het gaat hierbij om de volgende punten:

- de berekeningen zijn uitgevoerd volgens de Nederlandse Norm en de Voorschriften Betonnen Bruggen en het verdient aanbeveling de brug te toetsen aan de toekomstige Europese normen volgens de Eurocode
- het is erg lastig de vervorming van de trogbrug te beschrijven via analytische methoden, het maken van een 3D-model van de trogbrug kan dan ook uitkomst bieden
- in het ontwerp worden de rijdekelementen onderling met wapening verbonden en maakt het rijdek geen deel uit van de meewerkende breedte van de hoofdligger, het verdient dan ook aanbeveling te kijken naar het afvloeien van de voorspankracht in het rijdek en de dan nog toe te passen wapening
- er is de aanname gedaan dat een trogbrug met einddwarsdragers gunstiger is dan een trogbrug zonder einddwarsdrager, wanneer hiervan ook een ontwerp is gemaakt kan dit met zekerheid bevestigd worden
- voor de trogbrug zijn voor de nagerekte voorspanstrengen ankerkoppen geschat, maar meer onderzoek naar de exacte grootte van de koppen is gewenst
- er zijn niet eerder trogbruggen voor wegverkeer ontworpen en een trogbrug opgetrokken uit minder sterk beton of in combinatie met minder sterk beton kan goedkoper zijn

## 2003 - M. Post – Spankabelschuif – Haalbaarheidsstudie: Een hefschuif in zeer hoge sterkte beton (B200) met een spankabelversteving

### Samenvatting

#### Aanleiding en doelstelling

Aanleiding voor dit afstudeerwerk is de wens van de Bouwdienst Rijkswaterstaat om de integrale kosten van haar producten te verlagen. Toepassing van Zeer Hoge Sterkte Beton (ZHSB) B200 kan de onderhoudskosten van constructies (sterk) verlagen.

Als vervolg op werk van eerdere afstudeerders [Keuzenkamp 1998, Tol 2001 en Cheung 2002] wordt een variant op de hefschuif in ZHSB (B200) onderzocht. Deze variant betreft een hefschuif in B200 met een uitwendige spankabelversteving. Hierbij wordt binnen een boogconstructie de trekrand vervangen door een spankabel. Gedachte hierbij is dat door toepassing van deze kabels een lichtere en eenvoudigere (en dus waarschijnlijk een goedkopere) schuif mogelijk is. Het nadeel van het grotere gewicht van een betonnen schuif t.o.v. een stalen schuif kan dan gecompenseerd worden.

Doelstelling van dit afstudeerwerk is dan ook:

Een haalbaarheidsstudie naar een "spankabelschuif" in ZHSB B200 voor een referentiesituatie. Binnen deze haalbaarheidsstudie het bepalen van de integrale kosten van de spankabelschuif en een vergelijking hiervan met de integrale kosten van de bestaande stalen hefschuif (geverfd en variant: gealuminiseerd).

Als referentiesituatie is gekozen voor de hoogwaterkering in het Heusdensch Kanaal. Kengetallen van deze situatie zijn: Overspanning: 50 m, hoogte schuif: 10 m, max. positief verval: 3,6 m, max. negatief verval: 0,5 m, golfhoogte: 0,15 m. Hier is een stalen schuif met twee dubbelzijdige boogverstijvingen toegepast.

#### Haalbaarheidsstudie

De behandelde onderdelen uit de haalbaarheidstudie worden hier kort besproken.

#### Voorontwerp

In het voorontwerp is een vorm gekozen voor de schuif. Gekozen is voor een vlakke waterkerende plaat met dubbelzijdige (asymmetrische) verstijving. De asymmetrie volgt uit het verschil in maximaal positief en negatief verval. De verstijvingen hebben een boogvorm. De kabels worden hierin toegepast als (gebogen) trekrand. De verhouding tussen rekstijfheid (EA) van de kabels en buigstijfheid (EI) van de waterkerende plaat bepaalt de krachtsverdeling in de constructie. De kabels worden op stijfheid ontworpen. Er zijn een aantal principe oplossingen aangedragen voor de diverse knooppunten in de constructie, echter deze details zijn belangrijke aandachtspunten en dienen nader onderzocht te worden.

#### EEM-model

Met behulp van een Eindig Elementen Model is inzicht verkregen in de vervormingen en de 3D krachtwerking. De ordegraad van de doorbuiging is 0,35 m (bruikbaarheidsgrenstoestand) en de ordegraad van de massa is 440 ton (de massa van de bestaande stalen schuif is orde grootte 260 ton).

#### Uitvoering

De spankabelschuif wordt uit verschillende delen samengesteld. De waterkerende wand bestaat uit een aantal prefab betondelen welke tegen elkaar gespannen worden met inwendige kabels. De staven van de boogverstijving worden met een dwarskrachtverbinding aangesloten op de waterkerende plaat. Door de kabels over deze staven te slaan en de kabel vervolgens te spannen worden de staven continu onder druk gezet. De boogverstijvingen onderling worden gekoppeld met een verticaal vakwerk.

#### Dynamisch gedrag

Aan de hand van het ANSYS model, handberekeningen en gegevens van de stalen schuif is de orde grootte van de droge en natte eigen frequentie bepaald van de spankabelschuif. De droge eigen frequentie is 3,3 Hz. De natte eigen frequentie is 0,9 Hz. Geconcludeerd wordt dat deze eigen frequenties laag zijn t.o.v. de eigen frequenties van de stalen schuif. Er zal onderzoek plaats moeten vinden naar de respons van de constructie op de variabele belastingen. Vergroten van de eigen frequenties is lastig, alleen het kabeloppervlak kan aangepast worden. Hierdoor kunnen uitvoeringstechnisch weer problemen ontstaan.

**Integrale kosten**

Bepaald zijn de volgende integrale kosten over de levensduur. De kosten zijn contant gemaakt naar het jaar 2003. De bepaalde kosten zijn de kosten voor: bouw, transport en installatie plus onderhoudskosten plus extra kosten voor bewegingswerk (alleen spankabelschuif).

	Spankabelschuif (B200)	Stalen schuif, geverfd	Stalen schuif, gealuminiseerd
Integrale kosten [prijspeil 2003]	€ 1.400.000	€ 1.800.000	€ 1.500.000

De volgende aannamen zijn hierbij gemaakt:

- Vergelijking voor nieuwbouwsituatie
- Levensduur voor alle varianten gesteld op 100 jaar
- Onderhoud om de 15 jaar (stalen schuif, geverfd), om de 50 jaar (beton en stalen schuif, gealuminiseerd)
- Prijzen exclusief BTW, winst en risico, etc

**Conclusies en aanbevelingen**

In dit afstudeerverslag is een eerste analyse van de constructie gemaakt. Als het ware is een eerste iteratieslag gemaakt waarop nog meerdere iteratieslagen dienen te volgen waarin het ontwerp wordt geoptimaliseerd. De tot nu toe gemaakte conclusies zijn uitgezet in onderstaande tabel.

Aspect	Spankabelschuif (B200)	Stalen schuif
Integrale kosten	+	0
Dynamisch gedrag	-	+
Technische risico's (*)	-	+

(\*) Technische risico's zijn gedefinieerd als zaken, die in geval van daadwerkelijke uitvoering nog extra onderzoek behoeven (belangrijkste onderzoekspunt zijn de knooppunt detailleringen).

- + goed/niet kostenverhogend
- 0 neutraal
- slecht/wel kostenverhogend

In bovenstaande tabel staan de aspecten dynamica en technische risico's opgenomen. Deze twee aspecten zouden na verder onderzoek eigenlijk ook in de integrale kosten kunnen worden opgenomen. Immers als deze twee dusdanig zijn uitgewerkt dat het ontwerp voldoet aan de gestelde eisen zijn deze verder niet relevant meer. In dit geval kan dat echter nog niet worden gezegd en wordt er vanuit gegaan dat deze twee aspecten nog een kostenverhogend effect zullen hebben.

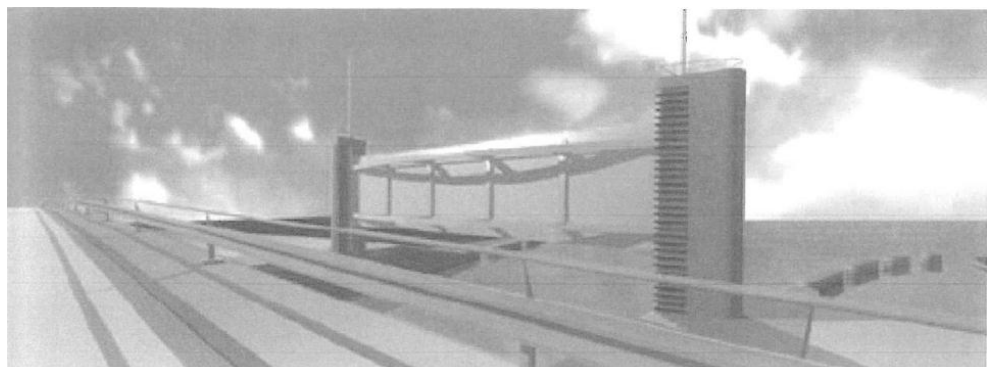
**Eindconclusie**

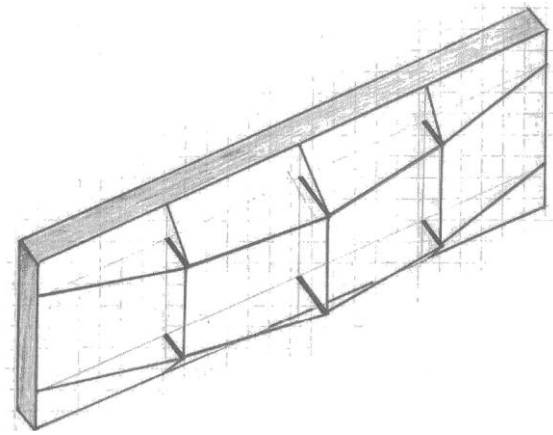
Het meenemen van een hefschuif in ZHSB, als alternatief, bij vervanging of nieuwbouw van een waterbouwkundige constructie met een hefschuif lijkt zinvol.

Een spankabelschuif lijkt alleen een zinvolle variant wanneer deze overwegend door statische waterdrukken wordt belast. Verder onderzoek moet worden uitgevoerd naar de knooppuntdetailering, het dynamisch gedrag en de kans op bezwijken van een uitwendige kabel door een onvoorziene belasting (veiligheidsfilosofie).

**Aanbeveling**

- Onderzoek naar varianten met ZHSB als waterkerende plaat en een verstijvingsconstructie van (gealuminiseerd) constructiestaal.





2005 - A. Aljeboury –Applicability of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRFC) Elements in Structures

The thesis concentrates on the structural design of four sections; I-beam, T-beam, Super double T precast slab (STT-slab), and U-bike bridge for different spans and live loads which are listed in table (1). These sections are designed with conventional reinforced concrete (CRC) and three types of UHPRFC:

- Ductal Concrete.
- Hybrid Fibre Concrete with short fibre (HFC-short fibre).
- Hybrid Fibre Concrete with short fibre and long fibre (HFC-short+long fibre).

Table (1) Span, live load, types of concrete for different sections

Type of section	Span (m)	Live load (kN/m)	Types of concrete
I-beam	20 to 40	12	Conventional reinforced concrete • Ductal Concrete • HFC – with short fibre. • HFC – with short + long fibre •
T-beam	12 to 24	12	Conventional reinforced concrete • Ductal Concrete • HFC – with short fibre. • HFC - with short + long fibre •
STT-SLAB	20 to 40	1.5	Conventional reinforced concrete • Ductal Concrete • HFC - with short + long fibre •
U-bike bridge	15	4	Ductal Concrete •

Uitgangspunt

SLS: toelaatbare betontrekspanning niet overschrijden.

karacteristieke treksterkte = 8 (Ductal) of 12 N/mm<sup>2</sup> (HFC)

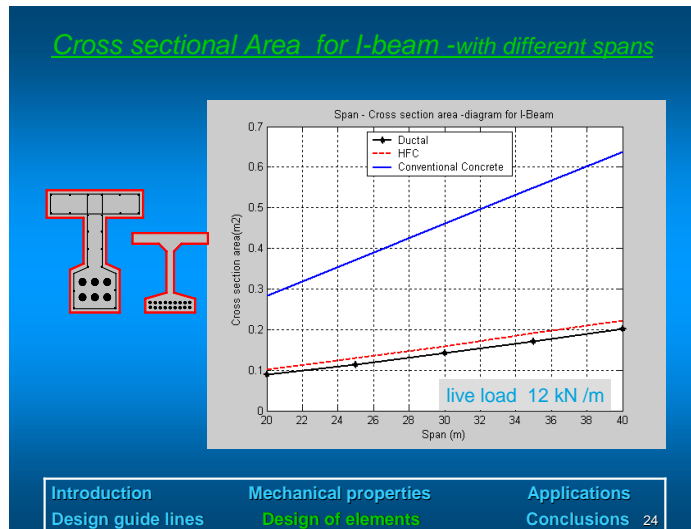
The thesis concentrates on the structural design of four sections; I-beam, T-beam, Super double T precast slab (STT-slab), and U-bike bridge for different spans and live loads which are listed in table (1). These sections are designed with conventional reinforced concrete (CRC) and three types of UHPRFC:

- Ductal Concrete.
- Hybrid Fibre Concrete with short fibre (HFC-short fibre).
- Hybrid Fibre Concrete with short fibre and long fibre (HFC-short+long fibre).

Table (1) Span, live load, types of concrete for different sections

	Ductal Concrete	HFC short fibre	HFC long+short fibre
Compressive strength ( $f_{c,i}$ ) N/mm <sup>2</sup>	200	133	128
Tensile strength ( $f_{t,i}$ ) N/mm <sup>2</sup>	8	12.2	12
Modulus of elasticity ( $E_{i,j}$ ) N/mm <sup>2</sup>	50000	50000	46000
Length of fibre ( $l_f$ ) mm	13	13	60





### Conclusions

Economical aspect: Table (1) shows that the price of 1 m<sup>3</sup> UHPFRC is approximately 500 EURO while the price of 1 m<sup>3</sup> conventional reinforced concrete C65 is 125 EURO. The cost of UHPFRC is 4 times the cost of Conventional reinforced concrete C65

Table (1): Prices of ingredients in 1 m<sup>3</sup> Hybrid Fibre Concrete [1]

Mix proportioning	Price EURO / m <sup>3</sup>
CEM : HOC III / A 52.5 N <small>HOC: Blast furnace slag cement</small>	88,48
Silica Fume	31,37
Aggregate 0.125-0.25	1,78
Aggregate 0.25-0.5	1,23
Aggregate 0.5-1.0	5,19
Fibres	353,25
Superplasticizer - Cugla HR (35%-1.10)	19,04
<b>Total Price EURO / m<sup>3</sup></b>	<b>500,33</b>

Supper double T Slab (STT-slab): In chapter five – 5.3 we concluded that the cross sectional areas of super double T (STT) with conventional reinforced concrete C65 is 4.36 times the cross sectional areas of super double T (STT) with Ductal and the cross sectional areas of super double T (STT) with conventional reinforced concrete C65 is 4.4 times the cross sectional areas of super double T (STT) with HFC. From this proportions we conclude the following conclusions:

- The cost of materials for C65 will be 10% more than the cost of materials for UHPFRC.
- The cost and time of casting, moulding, transporting and erecting for C65 elements will be more than the cost and time of casting and moulding for UHPFRC elements.
- The cost of maintenance for C65 elements will be more than the cost of maintenance for UHPFRC elements.
- The quantity of the prestressing steel for C65 elements will be 1.25 times the quantity of the prestressing steel for Ductal elements and the quantity of the prestressing steel for C65 elements will be 1.5 times the quantity of the prestressing steel for HFC, see the conclusions in chapter 5-3.

- The quantity of materials which are needed for Ductal elements is 4.36 times the quantity which is needed for C65 elements, and the quantity of materials which are needed for HFC elements is 4.4 times the quantity which is needed for C65 elements see the conclusions in chapter 5-3.
- The size of beams, columns, and foundations of structures with UHPFRC STT-slabs will be less than the size of beams, columns, and foundations of structures with C65 STT-slabs.
- There is no passive and shear reinforcement in the UHPFRC STT-slabs.
- UHPFRC elements will be more economical than the C65 elements.

I-beam: In chapter five – 5.1 we concluded that the cross sectional areas of I-beam with conventional reinforced concrete C65 is 3.2 times the cross sectional areas of I-beam with Ductal and the cross sectional areas of I-beam with conventional reinforced concrete C65 is 2.86 times the cross sectional areas of I-beam with HFC. According to this proportions we conclude the following conclusions:

- The cost of materials for C65 will be 20% less than the cost of materials for Ductal and the cost of materials for C65 will be 30% less than the cost of materials for HFC.
- The cost and time of casting and moulding for C65 I-beam will be more than the cost and time of casting and moulding for UHPFRC I-beam.
- The cost and time of transporting C65 I-beam to the site and erecting it will be also more than the cost and time of transporting UHPFRC I-beam.
- The cost of maintenance for C65 I-beam will be more than the cost of maintenance for UHPFRC I-beam.
- The quantity of the prestressing steel for C65 I-beam will be 1.06 times the quantity of the prestressing steel for Ductal I-beam and the quantity of the prestressing steel for C65 I-beam will be 1.16 times the quantity of the prestressing steel for HFC I-beam, see the conclusions in chapter 5-1.
- The quantity of materials which are needed for Ductal I-beam is 3.2 times the quantity which is needed for C65 I-beam and the quantity of materials which are needed for HFC I-beam is 2.86 times the quantity which is needed for C65 I-beam, see the conclusions in chapter 5-1.
- The size of beams, columns, and foundations of structures with UHPFRC I-beam will be much less than the size of beams, columns, and foundations of structures with C65 I-beam.
- No passive and shear reinforcement needed for the UHPFRC I-beam.
- The UHPFRC I-beam will be more economical than the C65 I-beam.

T-beam: In chapter five (5-2) we concluded that the cross sectional area of T-beam with conventional reinforced concrete C65 is 2.86 times the cross sectional area of T-beam with Ductal and the cross sectional area of T-beam with conventional reinforced concrete C65 is 2.46 times the cross sectional area of T-beam with HFC. According to this proportion we conclude the following conclusions:

- The cost of materials for C65 will be 30% less than the cost of materials for Ductal and The cost of materials for C65 will be 40% less than the cost of materials for HFC.
- The cost and time of casting and moulding for C65 T-beam will be more than the cost and time of casting and moulding for UHPFRC T-beam.
- The cost and time of transporting C65 T-beam to the site and erecting it will be also more than the cost and time of transporting UHPFRC T-beam.

- The cost of maintenance for C65 T-beam will be more than the cost of maintenance for UHPFRC T-beam.
- The quantity of the prestressing steel for C65 T-beam will be 1.24 times the quantity of the prestressing steel for T-beam with Ductal and the quantity of the prestressing steel for C65 T-beam will be 1.5 times the quantity of the prestressing steel for T-beam with HFC, see the conclusions in chapter 5-2.
- The quantity of materials which are needed for UHPFRC T-beam is 2.46 to 3 times the quantity which is needed for C65 T-beam; see the conclusions in chapter 5-2.
- The size of beams, columns, and foundations of structures with UHPFRC T-beam will be much less than the size of beams, columns, and foundations of structures with C65 T-beam.
- No passive and shear reinforcement needed for the UHPFRC T-beam.
- The UHPFRC T-beam will be more economical than the C65 T-beam.

Comparison between Ductal and Hybrid Fibre Concrete (HFC): Table 2 shows that:

1. The mechanical properties of Hybrid Fibre Concrete (HFC) are better than the mechanical properties of Ductal.
2. The fibre content of Hybrid Fibre Concrete (HFC) is less than the fibre content of Ductal.
3. The gap between compressive strength and tensile strength of Hybrid Fibre Concrete (HFC) is less than the gap between compressive strength and tensile strength of Ductal.

*Table 2: The mechanical properties and the fibre content of Ductal and (HFC)*

	<b>Ductal</b>	<b>HFC-short fibre</b>	<b>HFC-long+short fibre</b>
Fibre content (vol. %)	2vol. %	1.5vol. %	1.5vol. %
Compressive strength (Mpa)	200	133	128
Tensile strength (Mpa)	8	12	12
Flexural strength (Mpa)	25	30	30

We found in the conclusions of chapter 5 that the cross sectional area of the I-beam with HFC is an average 13% more than the cross sectional area with Ductal, the cross sectional area of the the T-beam with HFC is an average 14 % more than the cross sectional area with Ductal, while it is approximetly the same for the STT-slab with Ductal and HFC. Also we found that the required area of the prestressing steel of the T-beam with HFC is an average 16% less than the required area of the prestressing steel with Ductal, the required area of the prestressing steel of the STT-slab with HFC is an average 15% less than the required area of the prestressing steel with Ductal, and the required area of the prestressing steel of the I-beam with HFC is an average 10% less than the required area of the prestressing steel with Ductal.

From the above considerations and the properties in the table 2, the Hybrid Fibre Concrete is considered significantly better than the Ductal concrete for all the sections, specially when the live load is too small as in the STT-slab.

General conclusions: From the previous considerations we conclude the following:

- The UHPFRC elements will be more economical than the C65 elements, by saving huge quantities of materials like cement, gravels, sand, conventional reinforcement, and prestressing steel.
- The UHPFRC elements are more durable and more suitable for an aggressive environment than the C65 elements. A smaller cover is needed for than the conventional reinforcement and prestressing steel (10-15 mm for C200 MPa).
- The size of beams, columns, and foundations of structures with UHPFRC will be much less than the size of beams, columns, and foundations of structures with C65. Light structures cause less dead load on the beams, columns and foundations, and less weight when transporting and erecting the elements. The lightweight system doesn't impact the foundation design.
- No passive and shear reinforcement is needed for the UHPFRC elements. Improved site safety: there were fewer personnel climbing over the structure during installation, thereby reducing potential for fall accidents and fewer protruding obstacles such as rebar or steel elements which could cause tripping.
- The project with UHPFRC elements will need less realization time than the project with C65 elements.
- The effect of projects with UHPFRC elements on the environment will be much less than the effect of projects with C65 elements because of saving large quantities of rough materials.
- There is reduction in non-renewable resources, Due to a reduction of the total quantity of materials consumed and the use of recycled materials in Ductal (such as Silica Fume).
- The proportions of depth and cross sectional areas between conventional concrete and UHPFRC for different spans with small live load were higher than the proportions for the same spans with bigger live load. The conclusions for elements I-beam, T-beam, and STT-slab show that the proportions of depth and cross sectional areas between CRC and UHPFRC of STT-slab with applied live load ( $1.5 \text{ KN/m}^2$ ) for different spans are higher than the proportions of I-beam and T-beam with applied live load  $12 \text{ KN/m}^2$  for the same spans.
- The proportion between the cross sectional area of CRC and UHPFRC is depends on the live load, when the live load is small as in the STT-slab ( $1.5 \text{ KN/m}^2$ ), the proportion is ( 4.4), while when the live load increase, the proportion will decrease as in the T-beam ( 2.46 to 2.86) and the I-beam (2.86 to 3.2).

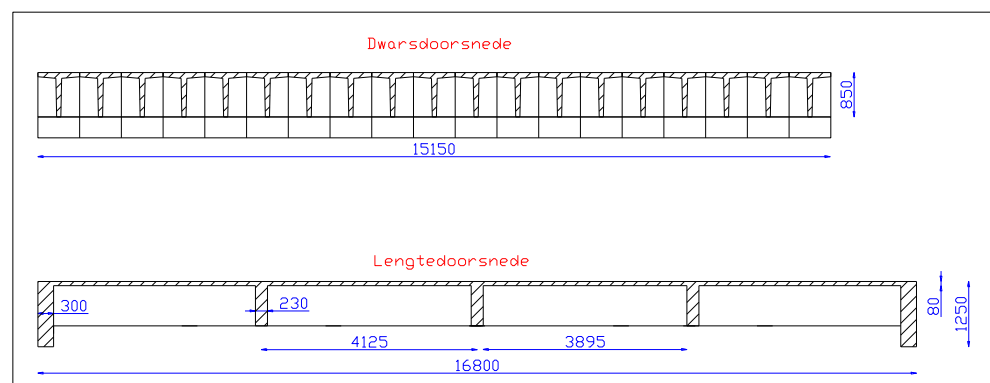
2004 – L. Zeestraten Detailontwerp ophaalbrug in zeer hoge sterkte beton (B200) voor verkeersklasse

Samenvatting

Omdat de Bouwdienst van Rijkswaterstaat de integrale kosten van haar kunstwerken wil verlagen, wordt er onder andere onderzoek gedaan naar ontwerpen met duurzame materialen. De onderhoudskosten van het materiaal staal zorgen namelijk voor een relatief groot deel van de kosten over de totale levensduur. Beton is een materiaal dat weinig onderhoud nodig heeft. Door de ontwikkeling van zeerhogesterktebeton (B200) wordt het mogelijk om voor kunstwerken die normaliter van staal worden gemaakt, een betonnen variant te ontwerpen.



Figuur 1: Het ontwerp van een betonnen val voor een ophaalbrug



Dit afstudeerwerk is een vervolg op een vooronderzoek dat werd uitgevoerd door Vergoossen (afstudeerwerk, 1999). Aan de hand van het door hem gekozen ontwerp is een detailontwerp gemaakt voor het val. Bovendien zijn de draaipunten van de ophaalbrug in de constructie geïntegreerd. Het ontwerp bestaat uit 19 T-liggers die met behulp van dwarsvoorspanning tegen elkaar worden gespannen. Eerst is één ligger beschouwd. Met behulp van een liggermodel (ALP 2000) is bekeken of de ligger slanker uitgevoerd kan worden dan in het voorontwerp. Daarnaast is een alternatief in dwarsrichting ontwikkeld. In het voorontwerp werd gebruik gemaakt van veldwarsdragers om plaats te bieden aan de dwarsvoorspanning en om voldoende dwarsstijfheid te garanderen. In het nieuwe ontwerp wordt alleen gebruik gemaakt van eindwarsdragers. De voorspanning wordt aangebracht in de flenzen van de T-liggers. Vervolgens is een schaalmodel gemaakt met behulp van het eindige elementenpakket Ansys. De resultaten van de twee modellen zijn vergeleken. Bovendien zijn met behulp van het schaalmodel de randeffecten van de eindwarsdragers en de opleggingen bekeken.

Tenslotte is een kostenvergelijking gemaakt tussen het betonnen val, een stalen, geveerd val, een stalen, gealuminiseerd val en een kunststof val. De kosten over de totale levensduur zijn beschouwd, dus ook de onderhoudskosten. Uit de berekeningen met het liggermodel en het schaalmodel volgt dat het technisch haalbaar is het val van een ophaalbrug in zeerhogesterktebeton uit te voeren. Bijkomend voordeel van zeerhogesterktebeton is dat er geen slijtlaag nodig is. Uit de kostenraming blijkt dat het economisch haalbaar is om het val uit te voeren in beton. Het ontwerp kan zelfs goed concurreren met de stalen varianten. Een zwak punt van het ontwerp is de dwarskrachtcapaciteit van de langsvoeg. Er zou onderzoek gedaan kunnen worden naar de draagkracht van de lijmlaag in samenwerking met de dwarsvoorspanning.

### Conclusies

Uit het voorgaande blijkt dat het technisch en economisch haalbaar is om het val van een ophaalbrug uit te voeren in zeer hoge sterkte beton. Het gewicht van het betonnen val is een stuk dicht bij het gewicht van een stalen val gekomen. Bij het voorontwerp was het betonnen val nog 59% zwaarder dan de stalen variant. Nu is het betonnen val nog 22% zwaarder dan een stalen val.

Wanneer het lukt om de treksterkte van het beton beter te voorspellen wordt het mogelijk om met een hogere rekenwaarde voor de betontreksterkte te rekenen. Nu is met een waarde gerekend die nog vrij dicht in de buurt zit van B65 beton. Wanneer minder conservatief wordt ontworpen, kan het mogelijk blijken te zijn dat het gewicht van een stalen val wordt benaderd. Het wordt dan ook mogelijk om het val van een bestaande beweegbare brug te vervangen, zonder dat het bewegingswerk, of de balansriem vervangen hoeft te worden.

Technische haalbaarheid: Ten opzichte van het voorontwerp is het gewicht van het val gereduceerd. Het gewicht is nog 22% hoger dan het gewicht van een stalen val (zie tabel 11.1). Met lagere waarden voor treksterkte en aanverwante materiaaleigenschappen is het toch mogelijk een lichter ontwerp te maken. Het zwakste punt is de langsvoeg tussen de T-liggers.

Tabel 11.1: Vergelijking gewicht van het val uitgevoerd in verschillende materialen

	Detailontwerp	Voorontwerp	Staal
Beton	111 ton		
Voorspanning	11 ton		
Details	10 ton		
<b>Totaal</b>	<b>132 ton</b>	<b>172 ton</b>	<b>108 ton</b>
Percentage	122 %	159%	100%
Gewicht/m <sup>2</sup> brugdek	518,6 kg/m <sup>2</sup>	675,8 kg/m <sup>2</sup>	424,3 kg/m <sup>2</sup>

### Economische haalbaarheid

**Bouwkosten:** De bouwkosten van een betonnen variant zijn lager dan van een stalen variant. Zelfs wanneer het onderhoud niet wordt meegenomen bij de kostenvergelijking is beton, financieel gezien een goede concurrent voor staal

**Onderhoud:** Betonnen geprefabriceerde bruggen hebben tijdens de gestelde levensduur (100 jaar) geen noemenswaardig onderhoud nodig. Aan de nevendoelestelling om de integrale kosten te verlagen door een vermindering van de onderhoudskosten wordt voldaan.

**Kosten over de totale levensduur:** Het is economisch haalbaar om een ophaalbrug in vezelversterkt, zeer hoge sterkte beton uit te voeren. De bouwkosten van een

betonnen brug zijn lager dan van een stalen variant. Bovendien heeft een betonnen brug tijdens een levensduur van 100 jaar nauwelijks tot geen onderhoud nodig. Bovendien hoeft er bij een betonnen val geen slijtlaag toegepast te worden, wat ook een besparing in de onderhoudskosten geeft.

### Aanbevelingen

Materiaaleigenschappen van zeer hoge sterkte beton

Treksterkte: De uiteindelijke treksterkte van zeer hoge sterkte beton is sterk afhankelijk van het fabricage proces. Dit is ook de reden van de grote spreiding in de metingen [B3, B4]. Wanneer je zou kunnen bewijzen dat de vezels in het beton goed zijn verdeeld bij de fabricage, zou je er vanuit kunnen gaan dat er een hogere treksterkte wordt bereikt. In Duitsland zijn er nu normen in ontwikkeling die een factor toepassen voor het fabricage proces. Wanneer men kan bewijzen dat de vezelverdeling goed is, mag met behulp van deze factor een hogere rekenwaarde voor de treksterkte aangehouden worden. Bij toepassing van deze rekenregels wordt het mogelijk om met een hogere buigtreksterkte te rekenen. Er zal dan minder voorspanning toegepast hoeven worden om dezelfde belasting op te nemen. Dit zal een vermindering van het gewicht betekenen, want voorspanstaal weegt minder dan hetzelfde volume beton.

Vermoeiing: Aanbevolen wordt om meer onderzoek te verrichten naar het vermoeiingsgedrag (druk-druk). Met meer onderzoeksresultaten zouden er toetsingsregels voor deze grenstoestand gemaakt kunnen worden.

Compact Reinforced Composite: Een ander betonsoort met zeer hoge buigtreksterkte is CRC-beton. Dit is ook zeer hoge sterkte beton, maar dan met een zeer fijn wapeningsnet. Deze wapening zorgt er voor dat er zeer hoge equivalente buigtreksterkten worden gehaald. Wanneer een ontwerp met dit soort beton wordt gemaakt voor het val van een ophaalbrug is er waarschijnlijk geen voorspanning meer nodig. Er kan onderzocht worden of dit een betere optie is dan zeer hoge sterkte beton.

### Details

Draaipunten: Er zijn nu standaard lagers gekozen voor de draaipunten. Waarschijnlijk is het mogelijk om kleinere lagers te maken. De vlaktedruk op het lager is nu 8,6 (MPa). Dit zou verhoogd kunnen worden tot 15 (MPa). Wanneer de afmetingen van de draaipunten kleiner worden hoeft de dwarsdrager waarschijnlijk niet zoveel verdikt te worden. Dit zal gewicht besparen. Er wordt aanbevolen om een 3D eindige elementen berekening te maken voor de krachtsinleiding van de belasting op de draaipunten in het val. Nu zijn er alleen 2D handberekeningen gemaakt. Dit is niet heel nauwkeurig en zeker bij verdikking van de einddwarsdrager kan excentriciteit voor complexiteit van de verbinding zorgen.

Verbinding tussen flenzen: Er zou onderzocht kunnen worden of het opruwen van de zijkant van de flenzen in combinatie met een lijmverbinding en de druk door voorspanning voldoende is om een volledig schuifsterke verbinding tussen de liggers te garanderen.

Opleggingen: Voor de oplegging zou ook gedacht kunnen worden aan UHMPE in plaats van rubber. Omdat dit materiaal stijver is, kan makkelijker aan de indrukkingseis voldaan worden. Een nadeel van een stijvere oplegging is het optreden van grotere spanningen in de constructie.

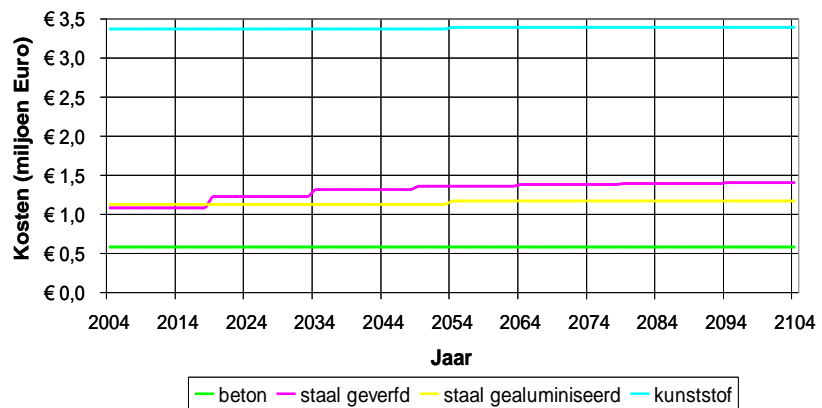
Toepassing

Vervanging val bestaande bruggen: Aangezien het gewicht van het betonnen val steeds dichterbij het gewicht van een stalen val in de buurt komt (nog 22% zwaarder), kan er aan gedacht worden om bij bestaande bruggen het stalen val te vervangen door een betonnen variant. Wanneer het gewicht van het betonnen val bij benadering gelijk is aan het gewicht van het stalen val, hoeven de hameestijl, de balanspriem en het balansgewicht niet aangepast te worden.

Hameestijl en balanspriem: Behalve het val kunnen ook andere delen van de ophaalbrug in zeer hoge sterkte beton ontworpen worden. Hierdoor kunnen de onderhoudskosten van deze constructiedelen ook verlaagd worden. De hameestijl kan zonder meer in ZHSB worden toegepast, omdat deze vrijwel alleen op druk belast wordt. Voor de balanspriem kan onderzocht worden of met behulp van voorspanning of wapening (CRC) een ontwerp gemaakt kan worden dat voldoet.

Testlocatie: Wanneer er een geschikte locatie beschikbaar is, is het aan te bevelen om een beweegbare brug in vezelversterkt, zeer hoge sterkte beton uit te voeren. Dit kan een nieuwe brug zijn. Of wanneer het gewicht nog iets wordt teruggebracht een vervanging van een stalen val.

**Integrale kosten val beweegbare brug (prijspeil 2004)**



*Figuur 5: Integrale kosten vergelijking van het val gefabriceerd in verschillende materialen*



## 2004 - A. ten Voorde – Kokerligger in zeer hogesterktebeton

### Samenvatting literatuurstudie

Met zeer hogesterktebeton (ZHSB) kan een druksterkte van 180 MPa en meer worden bereikt. De belangrijkste voorwaarde voor het verkrijgen van ZHSB is het verbeteren van de homogeniteit en de microstructuur. Daarnaast dient de pakkingsdichtheid en de taaigheid te worden vergroot. Middelen om aan deze eisen te voldoen zijn vooral het vervangen van grof door fijn toeslagmateriaal en het toevoegen van meer cement, superplastificeerder, silicafume en staalvezels. De verwerkbaarheid van ZHSB lijkt veel op die van zelfverdichtend beton.

De meest bekende soorten ZHSB op dit moment zijn BSI, Ductal en Secutec S9. Dit laatste type valt onder Compact Reinforced Composite (CRC) en is ontwikkeld in Denemarken.

Ten gevolge van de hoge dichtheid van ZHSB is de weerstand tegen impactbelasting, chloride indringing en carbonatatie groot. CRC heeft daarnaast een hoge bestandheid tegen vermoeiing. Dit komt door de grote hoeveelheid betonstaal, die naast de staalvezels in het mengsel aanwezig is. Bij Ductal en BSI is geen traditionele wapening aanwezig.

Uit onderzoek en reeds uitgevoerde afstudeeronderzoeken is gebleken, dat ZHSB mogelijkheden biedt in de praktijk. Dit materiaal zou kunnen concurreren met staal. Onderzoekers hebben voor ZHSB rekenwaarden opgesteld van onder andere de druksterkte en de buigtreksterkte. Bij de buigtreksterkte blijkt vooral het formaat van het proefstuk van belang. Tevens is de richting van de vezels in het betonmengsel en de hoeveelheid vezels van belang.

In de literatuur worden drie methoden aangereikt ter bepaling van de dwarskrachtcapaciteit van ZHSB. Een ontwerpberekening van een bepaalde doorsnede kan echter pas aantonen welke methode maatgevend is.

ZHSB is zeer brandbestendig. Afspattend beton komt bij brandproeven niet voor. Het toevoegen van polypropyleenvezels verbetert de brandbestendigheid. Indien dit soort vezels aan het betonmengsel worden toegevoegd en geen staalvezels, dan neemt de sterkte van het materiaal iets af.

Met behulp van ZHSB kunnen lichte, taaie constructies worden gebouwd. Het materiaal heeft gunstige verwerkingseigenschappen en vergt zeer weinig onderhoud. Een groot nadeel van ZHSB is de hoge prijs. Deze ligt ongeveer tussen € 1000 en € 2000 per m<sup>3</sup>. Een ander groot nadeel is de nog relatieve onbekendheid van de vermoeiingseigenschappen van het materiaal.

Externe voorspanning wordt vaak toegepast bij een kokerligger, waarbij de voorspankabels in de holle ruimte van de koker worden aangebracht. Met deze techniek wordt betonstorten eenvoudiger en is het makkelijker om kabels te repareren. Daarnaast kan de constructie slanker ontworpen worden en is versterking van bestaande kunstwerken mogelijk.

Externe voorspanning levert echter nauwelijks een bijdrage aan het buigmoment. Dit wordt veroorzaakt door het ontbreken van aanhechting tussen het voorspanstaal en de betonconstructie. Door de ligging van de voorspankabels is de inwendige hefboomsarm kleiner dan bij interne voorspanning. Externe voorspankabels zijn gevoelig voor vermoeiing ten gevolge van wrijving tussen een kabel en een buigpunt. Tevens zijn deze kabels gevoelig voor trillingen.

Met behulp van buigpunten, ook deviators geheten, worden voorspankabels van richting veranderd. Er zijn verschillende uitvoeringsvormen van een deviator mogelijk. Naast de deviators dienen ook eind- en tussenverankeringen ten behoeve van de krachtsinleiding in de constructie te worden opgenomen. Hiervoor zijn eind- en tussendwarsdragers ter plaatse van de steunpunten geschikt.

Bij een kokerligger met externe voorspanning worden meestal 7-draads strengen toegepast met een diameter van 12,9 mm, 15,2 mm of 15,7 mm. De staalkwaliteit is vaak FeP1860. Volgens Eurocode 2 dient rekening gehouden te worden met minimale buigstralen van de kabel ter plaatse van deviators en eind- en tussenverankeringen. Omhullingsbuizen worden meestal in staal of kunststof uitgevoerd. Als de kabels niet hoeven te worden vervangen kunnen de buizen met cementmortel worden geïnjecteerd. Dit levert een goede corrosiebescherming.

De belangrijkste verliezen bij externe voorspanning worden veroorzaakt door wrijving, relaxatie van het voorspanstaal en krimp en kruip van het beton. Het Wöbble effect hoeft in dit geval niet in rekening te worden gebracht.

Voor prefabricage van segmenten met een kokerdoorsnede is de korte-baanmethode zeer geschikt. Met een stalen bekisting zijn aan de hand van deze methode grote hoeveelheden elementen te maken.

De overgang tussen segmenten kan worden onderscheiden in dunne en dikke voegen. Dunne voegen kunnen weer worden verdeeld in koude voegen en epoxyvoegen. Dikke, natte voegen zijn in het werk gestort en beïnvloeden voor een groot deel de bouwsnelheid.

Als een segment van een vertanding wordt voorzien, dan levert dit een toename van de dwarskrachtcapaciteit. Een nadeel hiervan is wel, dat de bekisting en het aanbrengen van de wapening duurder wordt.

Kleine hoogteverschillen tussen naast elkaar gelegen elementen moeten vermeden worden in verband met het comfort tijdens het rijden over de brug. Als een dikke, natte voeg wordt toegepast, dan kunnen dergelijke oneffenheden verholpen worden. Wordt echter een dunne voeg gebruikt, dan is misschien een overlaging in CRC of een asfaltlaag een oplossing.

Voor het realiseren van grote overspanningen zijn steigerloze uitbouwmethoden geschikt. De drie belangrijkste hiervan zijn de vrije uitbouwmethode, de veldsgewijze uitbouwmethode en de schuifmethode.

Om een beeld te krijgen of ZHSB geschikt is voor grote overspanningen, zal een kruising met een vaarweg ontworpen worden met een veldlengte van 100 m en mogelijk meer. Ten behoeve van toetsing van de economische haalbaarheid zal het ontwerp van deze kruising vergeleken worden met een bestaande constructie.

De verkeersbrug over het Hollands Diep bij Moerdijk lijkt een interessant referentieproject. Deze brug is een stalen kokerligger. Naast de economische haalbaarheid wordt op die manier ook onderzocht of ZHSB een alternatief voor staal zou kunnen zijn.

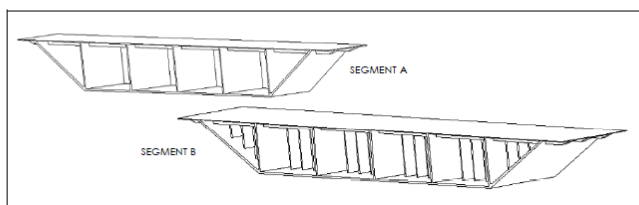
### Kokerligger in zeer hogesterktebeton met externe voorspanning

In het verleden is reeds onderzoek gedaan naar de mogelijkheden van zeer hogesterktebeton (ZHSB) als alternatief voor het stalen rijkedek van een beweegbare brug. Hierbij gaat het om een relatief korte overspanning. In dit afstudeeronderzoek is gekeken naar de mogelijkheden van ZHSB als alternatief voor een vaste stalen brug met een grote overspanning.

Als referentieproject bij dit afstudeeronderzoek is gekozen voor de Moerdijkbrug in de A16. Deze verkeersbrug bestaat uit 10 statisch bepaalde stalen kokerliggers met ieder een overspanning van 100 m. Elke kokerligger biedt plaats aan 2 x 3 rijstroken met vluchtstrook en aan weerszijden een parallelweg voor fiets- en landbouwverkeer. De breedte van de stalen kokerligger is daardoor 42,9 m. Onderzocht is of deze brug ook in ZHSB geconstrueerd zou kunnen worden, uitgaande van dezelfde randvoorwaarden die destijds van toepassing zijn geweest voor het ontwerp. Naast de technische haalbaarheid is hierbij ook rekening gehouden met de uitvoeringsmogelijkheden en is een vergelijking gemaakt van de bouw- en onderhoudskosten van de beide bruggen.

Een probleem bij de toepassing van ZHSB in de praktijk is nog steeds de onzekerheid van diverse materiaaleigenschappen, met name op het gebied van vermoeiing. In dit afstudeeronderzoek is getracht om betrouwbare vermoeiingseigenschappen op te stellen, om hiermee vervolgens een constructie te kunnen ontwerpen. Dat geldt ook voor de (buig)treksterkte van ZHSB.

Met de verzamelde materiaaleigenschappen is een ontwerp van een kokerligger in beton B180 gemaakt. Belangrijk uitgangspunt hierbij is, dat gebruik wordt gemaakt van de bestaande brugpijlers. Hierdoor is net als bij de huidige stalen Moerdijkbrug een kokerligger ontworpen met een totale breedte van 42,9 m. Normaliter zou voor iedere rijbaan een aparte kokerligger gebouwd zijn, hetgeen alleen mogelijk is als de pijlers worden aangepast. Dit is tijdens de bouw van de huidige Moerdijkbrug echter ook niet gebeurd. Ten behoeve van een juiste vergelijking met de bestaande brug gaat het ontwerp ook uit van 10 statisch bepaalde liggers in plaats van een doorgaande ligger, wat een lagere constructiehoogte oplevert.



De kokerligger is opgebouwd uit geprefabriceerde segmenten, te weten type A en type B. Met behulp van externe voorspanning in langsrichting zijn de segmenten geassembleerd tot één overspanning. Voor één overspanning zijn 30 segmenten type A en 2 eindsegmenten type B benodigd. De externe voorspankabels liggen hierbij in de kokercel en dus niet in het beton.

De ontworpen kokerligger heeft een dwarsdoorsnede, die bestaat uit zes kokercellen. De bovenflens is voorzien van dwarsribben. In deze ribben en in de onderflens is dwarsvoorspanning aangebracht. Eindsegment B lijkt veel op type A, maar beschikt daarnaast over een einddwarsdrager in B65 en schotten om de verankeringen en de splijtkrachten van de externe voorspanning op te kunnen nemen. Deze schotten zijn korte verticale lijven, die zich achter de einddwarsdrager bevinden.

De berekende realisatiekosten van de ontworpen brug zijn hoger dan de gekapitaliseerde kosten van de huidige stalen Moerdijkbrug. De grote winst van ZHSB ten opzichte van staal wordt echter gehaald door de onderhoudskosten. Daardoor is de ontworpen brug aan het eind van zijn levensduur uiteindelijk goedkoper dan de stalen Moerdijkbrug.

De ontworpen constructie is goedkoper te maken door het geheel als een doorgaande ligger uit te voeren en voor iedere rijbaan een aparte kokerligger te construeren. Daarnaast zou de bovenflens en de einddwarsdrager verder geoptimaliseerd kunnen worden, waardoor een reductie mogelijk is van het eigen gewicht. Vermoeiing zal dan echter nog maatgevender worden, evenals knik van de lijven.

## CONCLUSIES

Nu zowel de technische als de economische kant van het ontwerp van de kokerligger is bekeken, kunnen de onderstaande conclusies getrokken worden.

### *Technische haalbaarheid:*

Het is technisch mogelijk gebleken om de stalen kokerligger van de huidige Moerdijkbrug ook in ZHSB uit te voeren. Een overspanning van 100 m, uitgevoerd in ZHSB met externe voorspanning is dus een praktisch haalbare overspanning. Deze kokerligger is echter nog wel steeds een stuk zwaarder, namelijk 3562 ton ten opzichte van 2238 ton.

De controle op vermoeiing en knik zijn van de belang voor het ontwerp. Bij traditionele betonnen constructies zullen deze controleberekeningen bijna nooit maatgevend zijn. Een probleem bij beide berekeningen is de bepaling van enkele vereiste parameters, zoals de effectieve elasticiteitsmodulus van ZHSB.

### *Investeringskosten:*

De investeringskosten om de huidige Moerdijkbrug in ZHSB te kunnen bouwen zijn duidelijk hoger dan de bestaande variant in staal. Hierbij moet opgemerkt worden, dat dit verschil een stuk kleiner zou kunnen zijn, als de recente staalprices in rekening worden gebracht.

### *Onderhoudskosten:*

ZHSB is een materiaal met een hoge weerstand tegen chloride indringing en carbonatatie. Bovendien heeft het een hoge slijtvastheid. Daarmee is ZHSB een zeer duurzaam materiaal. Dat vertaalt zich in de veel lagere onderhoudskosten van de nieuwe brug ten opzichte van de bestaande Moerdijkbrug. Hierdoor is met ZHSB veel winst te boeken op staal, met name als de verwachte levensduur van een constructie toeneemt.

## AANBEVELINGEN

Het gemaakte ontwerp is uiteraard te optimaliseren. Indien geen rekening hoeft te worden gehouden met de twee belangrijke randvoorwaarden uit paragraaf 2.1, dan kan gedacht worden aan de onderstaande mogelijkheden.

### *Toepassen van een doorgaande ligger:*

Door een doorgaande kokerligger over de 9 brugpijlers te bouwen is een lagere constructiehoogte mogelijk. Dit levert een besparing op het eigen gewicht en dus op de materiaalkosten van ZHSB. Het lagere eigen gewicht is tevens gunstig voor de brugpijlers, die zo minder zwaar worden belast.

*Twee gescheiden kokerliggers:*

Zoals in paragraaf 3.1 al is beschreven, zou normaal gekozen zijn voor twee gescheiden kokerliggers. Om een goede vergelijking met de bestaande Moerdijkbrug te kunnen maken is hier echter van afgeweken. Indien twee gescheiden kokerliggers toegepast zouden worden, dan levert dat ook een besparing op het eigen gewicht. Er is daardoor minder materiaal noodzakelijk, waardoor de kosten omlaag kunnen.

*Vergroting van de afstand tussen de dwarsribben:*

De hart op hart afstand van de dwarsribben is bepaald op 1,5 m. Deze afstand zou mogelijk kunnen worden vergroot. Daarvoor is een meer nauwkeurige berekening vereist. Gedacht moet worden aan een modellering in een eindige elementenpakket zoals Ansys. Een vergroting van de afstand tussen de dwarsribben levert een besparing op gewicht en kosten.

*Nauwkeuriger ontwerp van de einddwarsdragers:*

De einddwarsdragers blijken een aanzienlijk aandeel te hebben in het eigen gewicht van de kokerligger. Dit aandeel is namelijk 14 %. Door een verfijnde berekening, met bijvoorbeeld Ansys, zou ook hier op eigen gewicht en kosten bespaard kunnen worden.

Naast een optimalisatie van het gemaakte ontwerp, is nog een aantal andere zaken van belang.

*Onderzoek naar vermoeiingseigenschappen:*

Op dit moment wordt nog steeds onderzoek gedaan naar de vermoeiingseigenschappen van ZHSB. Dit materiaal zou nog beter benut kunnen worden, als over deze eigenschappen meer bekend is.

*Onderzoek naar de (buig)treksterkte:*

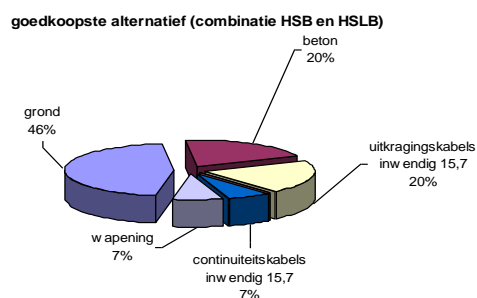
Evenals de vermoeiingseigenschappen bestaat ook over de (buig)treksterkte nog enige onduidelijkheid. In de literatuurstudie is al aangegeven, dat de waarden hiervan sterk variëren. In dit afstudeeronderzoek zijn voor de gemiddelde buigtreksterkte en de zuivere treksterkte conservatieve waarden aangehouden. Wellicht dat deze parameters hoger zijn.

Het resultaat van deze afstudeeropdracht is mogelijk bruikbaar voor de toepassing van ZHSB bij statisch bepaalde viaducten met een grote overspanning. Daarnaast kan gedacht worden aan de toepassing van een kokerligger in ZHSB als onderdeel van een tuibrug.

### 2005 – I.M. van der Ven - Optimalisatie van Hoge Sterkte Beton uitbouwbruggen

Aanleiding van dit onderzoek naar het optimaliseren van hoge sterkte beton uitbouwbruggen is de wens om een duidelijk beeld te krijgen wat het beste, lees economisch meest optimale, ontwerp voor een uitbouwbrug met een hoofdo overspanning van 160 meter is. Dit afstudeerwerk heeft als basis verschillende eerder uitgevoerde afstudeerwerken die bij de Rijkswaterstaat Bouwdienst uitgevoerd zijn en als onderwerp uitbouwbruggen hadden.

Het onderzoek is uitgevoerd bij de Bouwdienst, afdeling DIO te Tilburg. Gebruik is gemaakt van verschillende computerprogramma's (ALP2000 en DBET). Het gehele onderzoek is toegepast op een bestaande uitbouwbrug in HSB, namelijk de 2e Stichtse Brug. Verscheidene modellen zijn gemaakt voor de verschillende te onderzoeken varianten. Bij het modelleren zijn enkele benaderingen aangehouden om een vereenvoudiging van het probleem te verkrijgen. De resultaten uit het computerprogramma ALP2000 zijn verwerkt in een spreadsheet. Om dit te bereiken is lineair elastisch gerekend en is met behulp van de formule van Dischinger de herverdeling van krachten in de constructie in rekening gebracht. Bij het modelleren is onderscheid gemaakt in de toepassing van inwendige- en uitwendige voorspanning, hogesterktebeton (HSB) en hogesterktelichtbeton (HSLB). Met een combinatie van enkele of alle materialen zijn ontwerpen gemaakt met als doel zo laag mogelijke kosten. Uiteindelijk zijn 6 alternatieven doorgerekend.



Bij de raming van de hoeveelheden en kosten moet niet alleen naar het materiaalverbruik worden gekeken maar ook naar een zo laag mogelijke constructiehoogte. Een lagere constructiehoogte levert namelijk een besparing op de hoeveelheid grondwerk. Als conclusie kan worden gesteld dat een verlaging van de bestaande constructiehoogte die is aangehouden voor de 2e Stichtse Brug zeker mogelijk is. Afhankelijk van de toepassing van de verschillende materialen kan een grotere of minder grotere besparing worden verkregen. Het meest gunstige ontwerp bestaat uit een combinatie van HSB, HSLB, inwendige uitkragsvoorspanning en uitwendige continuïteitsvoorspanning. Bij dit ontwerp zijn de hamerstukken en verschillende naastgelegen moten uitgevoerd in HSB en de overige moten in HSLB. De uitkragsvoorspanning ligt inwendig en de continuïteitsvoorspanning ligt uitwendig. Bij het toepassen van uitwendige uitkragsvoorspanning ontstaan spanningspieken ter plaatse van de verankeringen die door de verderop verankerde kabels weggespannen moeten worden. Dit wegspannen levert problemen op. Een gedetailleerde berekening moet aantonen of deze spanningspieken in werkelijkheid ook zo groot zijn als in dit onderzoek als resultaat verkregen zijn.

Conclusies & aanbevelingen

In dit hoofdstuk worden kort de resultaten van het afstudeeronderzoek aangehaald. In de studie is bekeken of het mogelijk is om de kosten van een uitbouwbrug van 160 meter overspanning substantieel te verlagen. Om dit te bereiken zijn een aantal alternatieven gedefinieerd, deze zijn met elkaar vergeleken voor wat betreft materiaalhoeveelheden en kosten (zie hoofdstuk 8 en 9).

In het begin van hoofdstuk 5 is een tabel gegeven met de hoeveelheden en kosten van de verschillende alternatieven die berekend zijn door anderen dan de auteur. Hierin is echter geen kostenpost voor de landhoofden opgenomen. In de nu volgende conclusies en daaruit voortvloeiende aanbevelingen wordt wel rekening gehouden met de hoeveelheden grondverzet en daaruit volgende kosten.

Bij de berekening van de alternatieven blijkt dat de hoeveelheden toe te passen beton, wapeningsstaal en voorspanstaal niet veel verschillen. De grootste winst kan men daarom halen uit het verminderen van de constructiehoogte waardoor de hoeveelheden toe te passen ophoging verminderen. Bij alle onderzochte varianten liggen de kosten voor het maken van de landhoofden rond de 45 – 50% van de totale kosten van het alternatief.

In eerste instantie zou men denken dat het toepassen van minder beton of voorspanstaal een besparing oplevert. Het blijkt echter dat bij een geoptimaliseerde bovenflens en toepassing van uitwendige uitkragingskabels de spanningen ter plaatse van de verankeringen groter worden. Door het groter worden van deze spanningen zal er meer voorspanning in de doorsnede moeten worden gelegd om geen of een kleine trekspanning in de bruikbaarheidsgrenstoestand in het dek ter plaatse van de verankeringen op te laten treden. Bij de modellering zijn de voorspankabels van verschillende elementen echter samengenomen tot 1 kabelgroep. Door het concentreren van deze voorspankabels tot een groep zal de in te leiden voorspankracht groter zijn dan in werkelijkheid optreedt met als gevolg het ontstaan van grotere spanningen ter plaatse van de verankeringen van de uitwendige voorspanning. Men moet zich echter bedenken dat de voorspankracht in ALP op een starre doorsnede wordt gezet waardoor de voorspankracht niet hoeft in te leiden. In werkelijkheid moet de voorspankracht zich nog spreiden waardoor de gevonden trekspanningen lager of niet aanwezig zijn ter plaatse van de verankeringen. Hier is echter maar voor een deel rekening mee gehouden, de verankeringszone van de voorspankabels is niet gedetailleerd. Het is daarom aan te bevelen om de inleiding van de voorspankrachten nog eens nader onder de loep te nemen om te kijken hoe de krachten nu precies worden ingeleid en of er trekspanningen ontstaan.

Door het toepassen van alleen HSLB in plaats van HSB zal de prijs van de constructie hoger worden. Dit is een gevolg van de hogere prijs per kubieke meter van HSLB ten opzichte van HSB. Verder wordt bij toepassing van HSLB een maximale betonsterkteklasse LB75 gebruikt, in laboratoria kan een hogere betonsterkteklasse worden bereikt maar het is de vraag of dit ook op de bouwplaats kan worden gehaald. Met HSB is het mogelijk om hogere betonsterktes te maken. Bij het toepassen van een lagere betonsterkteklasse zal de hoogte van de betondrukzone hoger worden waardoor de eis voor de maximale betondrukzonehoogte (en daarmee de eis voor het maximum wapeningspercentage) maatgevend zal worden bij eenzelfde constructiehoogte en aantal voorspankabels. Het eigen gewicht van HSLB is echter lager waardoor minder uitkragings- en continuïteitsvoorspanning nodig is. Door het toepassen van minder kabels zal de normaalkracht lager zijn en kan toch met dezelfde of iets kleinere afmetingen als bij een constructie met HSB worden voldaan aan de eis voor de maximale drukzonehoogte.

De toepassing van HSLB kan wel overwogen worden ondanks de hogere prijs per eenheid, maar het is dan beter om een combinatie van verschillende betonsterkteklassen te gebruiken. Er wordt dan gebruik gemaakt van het lagere eigen gewicht van HSLB door de moten die het verst van de steunpunten zijn verwijderd te vervaardigen in HSLB. De rest van de moten wordt dan gemaakt in HSB. Het toepassen van HSB ter plaatse van het hamerstuk heeft nog een voordeel. HSB kan namelijk een hogere schuifspanning opnemen waardoor de dwarskracht minder snel maatgevend zal worden als bij toepassing van alleen HSLB. Eventueel kunnen voor de moten naast het hart van de middenoverspanning en ter plaatse van het begin van de brug een lagere betonklasse worden toegepast. Hierbij moet er echter op worden gelet dat de drukzonehoogte niet doorslaggevend wordt. Een mogelijkheid kan zijn om de hoogte van de doorsnede ter plaatse van het hart van de overspanning groter te maken zodat bijvoorbeeld een ligger met verlopende hoogte van 5,3 naar 3 meter ontstaat in plaats van 5,3 naar 2,5 meter. Zodoende wordt er wel meer eigen gewicht toegevoegd maar de drukzonehoogte zal niet zo snel maatgevend worden. Er moet dan echter op worden gewezen dat door het hoger maken van de constructie de onderrand wijzigt en de brug omhoog moet worden verplaatst om niet in de problemen te komen met het profiel van vrije ruimte.

Uit de kosten- & hoeveelhedenraming blijkt dat er relatief veel kubieke meters grond moeten worden toegepast bij een verhoging van de constructiehoogte van 5,3 naar 5,5 m. Dit zal ook gelden voor het verhogen van de constructiehoogte ter plaatse van het landhoofd zodat een verhoging uiteindelijk meer aan grondwerk zal kosten dan dat het oplevert. Een andere mogelijkheid om de drukzonehoogte te beperken kan zijn het gelijk houden van de dikte van de ondervloer, weliswaar wordt zo meer eigen gewicht toegevoegd, maar het oppervlak aan beton neemt ook toe.

Het is mogelijk om een hogere betonsterkteklasse dan B85 toe te passen waardoor een lagere constructiehoogte kan worden bereikt. Men moet er echter rekening mee houden dat een beton met een sterkteklasse B95 relatief duurder is dan een beton met een lagere sterkteklasse dan B85. Dit is een gevolg van de extra silica fume, cement en andere stoffen die moeten worden toegevoegd om een hogere sterkte en goede verwerkbaarheid te bereiken / behouden.

Bij toepassing van uitwendige continuïteitsvoorspanning is het mogelijk de ondervloer te verdunnen. Verder kunnen de kabels verplaatsbaar en naspanbaar worden gemaakt waardoor te grote doorbuigingen weggespannen kunnen worden. Echter hierbij moet men goed opletten. Door het verdunnen van de onderflens zal de drukzonehoogte flink toenemen waardoor het mogelijk is dat aan de eis voor het maximum wapeningspercentage niet meer wordt voldaan. Is dit het geval dan zal het toepassen van uitwendige continuïteitsvoorspanning geen voordelen meer opleveren (hoogstens nog voordelen voor wat betreft de uitvoering bij het betonstorten en wapening stellen). Het is immers de bedoeling dat een dunnere onderflens wordt gemaakt waarbij de voorspanning buiten het beton ligt. Als er een dikkere onderflens nodig is kan net zo goed de continuïteitsvoorspanning inwendig worden gelegd. Inwendige voorspankabels zijn namelijk goedkoper dan uitwendige kabels. Het verdikken van de ondervloer in de overspanning zorgt voor het toenemen van de hoeveelheid uitkravingsvoorspanning.

Het uitwendig brengen van de uitkravingskabels kan voordelig zijn, er moet echter op worden gewezen dat de uitwendige uitkravingskabels zorgen voor een extra drukspanning aan de onderzijde van de ligger. Door deze extra drukspanning aan de onderzijde is het ook nodig om inwendige voorspanning toe te passen. De inwendige voorspanning zorgt namelijk voor een trekspanning onder in de ligger die



een deel van de drukspanning door de uitwendige voorspanning, eigen gewicht en verkeer opheft.

#### Aanbevelingen

Als aanbeveling kan nu gesteld worden dat bij het ontwerpen van een uitbouwbrug gericht moet worden op een zo laag mogelijke constructiehoogte. De toe te passen extra hoeveelheden beton en staal zullen maar een geringe stijging van de kosten veroorzaken. Deze stijging wordt echter te niet gedaan door een besparing op de hoeveelheid te verwerken grond voor de landhoofden.

Bij toepassing van uitwendige voorspanning moet erop worden gelet dat het aanbrengen van de afspanvoorzieningen extra tijd kost. De bouwcyclus van een moot moet namelijk onderbroken worden om de afspanvoorziening te kunnen maken. De kist kan dan niet worden doorgeschoven voor de volgende moot. Het is mogelijk om een externe afspanvoorziening te maken zonder de bekisting noemenswaardig aan te hoeven passen. Deze verankeringen worden gerealiseerd door het aanbrengen van stalen schoenen. Deze stalen schoenen worden tegen de bovenflens van de koker bevestigd met behulp van ankers.

Opmerking: bij de varianten waarbij de drukzonehoogte niet voldeed wordt een deel van de voorspanning bij de toetsing niet meegenomen. Bij deze berekening is niet het randje opgezocht. Hiermee wordt bedoeld dat zo gauw de drukzonehoogte voldoet er niet meer wapening is verwijderd om een verdere reductie van de drukzonehoogte te verkrijgen. Wordt dit wel toegepast dan kan hieruit volgen dat de dikte van de ondervloer toch lager kan worden dan in de voorgaande berekeningen aangenomen dit zal een besparing van het beton opleveren.

*2005 – R. Fransen – oktober 2005 - Ontwerp van een ophaalbrug in CRC*

Rijkswaterstaat, die de kosten van (onderhoud van) constructies in haar beheer zo veel mogelijk wil beperken, is op zoek naar mogelijkheden om dit te bewerkstelligen. Dit onderzoek is onderdeel van een reeks onderzoeken, waarbij met alternatieve materialen een ontwerp van een ophaalbrug wordt gemaakt en de integrale kosten van het ontwerp worden bepaald. In dit onderzoek wordt een ontwerp gemaakt in Compact Reinforced Composite (CRC).

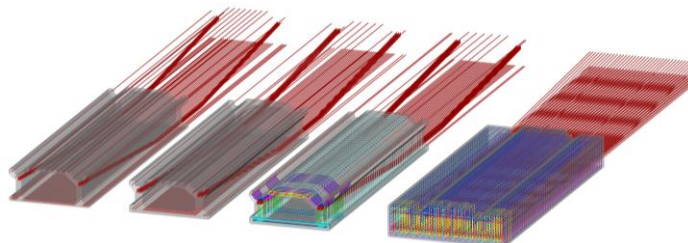
Het afstudeeronderzoek omvat het volledige ontwerp, vanaf een alternatievenstudie tot de verschillende detailleringaspecten, van het val van een ophaalbrug. Met in het achterhoofd de gedachte dat de meeste winst in de beginfase van het ontwerp is te behalen is gekozen voor een uitvoerige alternatievenstudie, waarbij de gunstigheid van vele alternatieven en varianten is afgewogen. De afweging is op een statistisch verantwoorde manier uitgevoerd. Ook zijn vele varianten geoptimaliseerd. Met behulp van een ontwikkelde mathematische uitdrukking, welke de kosten uitdrukt op basis van slechts enkele parameters, is deze optimalisatie uitgevoerd, met als uitkomst een optimum voor het aantal te kiezen balken. Na afweging is gekozen om niet één, maar twee varianten, op de detaillering na, volledig uit te werken. Dit vanwege dat de twee varianten elkaar in de afweging nauwelijks ontlopen. Toch is er één ontwerp als meest gunstig aan te wijzen. Het betreft een ontwerp met zes hoofdliggers, welke wordt afgebeeld op de figuur hieronder.



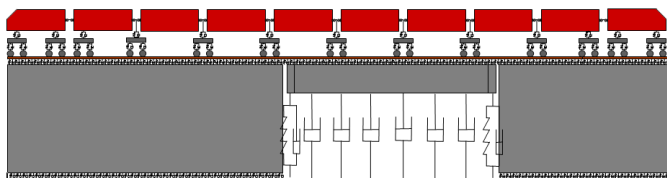
Het betreft een ontwerp dat, op de einddwarsbalken na, volledig in een betonfabriek is te fabriceren. Voor de aansluitingen tussen de plaatdelen onderling en de aansluiting van de plaatdelen op de hoofdliggers wordt gebruik gemaakt van een CRC-mix met verhoogd vezelpercentage, waarmee een voeg kan worden gemaakt met een zeer beperkte breedte. De kosten voor dit ontwerp zijn berekend en bedragen € 488.000,- incl. BTW. Vanwege de onderhoudsvriendelijkheid van het materiaal is er naar verwachting geen noemenswaardig onderhoud benodigd over de levensduur van de constructie. De uitkomsten zijn vergeleken met eerdere studies, waaronder een ontwerp van een ophaalbrug in de materialen kunststof en voorgespannen B200. Het blijkt dat niet alleen voor de integrale kosten het ontwerp in CRC het goedkoopst is, maar dat dit al geldt vanaf de realisatiefase van de brug.

*2005 – J. de Bruijn – HS2 Studie voorgespannen spoorbrug in hogere sterkte beton – slank, slanker, slankst*

In de spoorse omgeving zijn stalen bruggen in het verleden veelvuldig toegepast. Bij het ontwerpen van nieuwe of bij de vervanging van bestaande infrastructuur worden dan ook vaak stalen bruggen toegepast. Dit, omdat stalen bruggen over het algemeen een kleinere constructiehoogte bezitten dan bruggen uitgevoerd in conventioneel beton. Door de komst van het materiaal hogere sterkte beton blijkt het echter mogelijk ook betonnen bruggen te ontwerpen met een vergelijkbare constructiehoogte. Dit maakt hogere sterkte beton wellicht tot een goed alternatief voor stalen bruggen.



Of een brug uitgevoerd in beton in een hogere sterkteklasse daadwerkelijk een goed alternatief is, is nader onderzocht. In eerste instantie zijn middels een literatuurstudie de eigenschappen van hoge en zeer hogesterktebeton nader belicht en vergeleken met die van de conventionele betonsterkteklassen. Aan de hand van een referentieproject zijn diverse alternatieven opgesteld. De overspanning in dit referentieproject is 13 meter.



Om een kleine constructiehoogte te verkrijgen is in de brug een ingegoten spoorstaaf toegepast. Dit heeft echter als consequentie dat de spoorstaaf extra opbolt in de tijd ten gevolge van kruip van het beton; de spoorstaaf is namelijk aan de ligger verbonden. Interessant is dan ook welke opbolling toegestaan is om aan de richtlijnen qua versnellingen te voldoen. Door middel van een dynamische analyse met het programma Spoormodel en een validatie aan de hand van handberekeningen zijn de versnellingen van zowel de reiziger als de constructie gecontroleerd. Voor het genoemde referentieproject zijn 4 oplossingen aangedragen: in B65, in B115 zonder staalvezels, in B115 met staalvezels en in B180. De genoemde alternatieven zijn zowel onderling als met een stalen doorsnede op kosten vergeleken. In de kostprijs zijn de grondstof-, productie-, hijs- en transportkosten meegenomen.



## 9 Conclusies en Aanbevelingen

In dit hoofdstuk zullen de conclusies en aanbevelingen naar aanleiding van het verrichte onderzoek gegeven worden.

### 9.1 Conclusies

#### 9.1.1 Kleine aanpassingen in voorontwerp

Het voorontwerp van Holland Railconsult is op enkele punten aangepast. Naast het feit dat met andere waarden is gerekend voor het beton in de diverse sterkteklassen is dus ook het ontwerp enigszins aangepast.

Door het toepassen van 2 neerdruppunten per lijf in de ligger ontstaat een ligger die beter de momenten- en dwarskrachtenlijn van de ligger volgt. Het geknikte verloop zorgt ervoor dat met een kleinere dwarskracht gerekend mag worden en dat de opbolling van de ligger kleiner is. De hoge voorspangraad zorgt ervoor dat in een groot deel van de ligger met een ongescheurde doorsnede gerekend kan worden met betrekking tot de dwarskracht. Dit resulteert er in dat veel minder of zelfs geen beugels benodigd zijn.

#### 9.1.2 Versnellingen brug en trein

Door de excentrische ligging van de voorspanning en de eigenschap dat beton kruipt, neemt de opbolling toe in de tijd. Dit vormt echter geen probleem als hier op de juiste manier op geanticipeerd wordt. Indien de ingegoten spoorstaaf aangebracht wordt nadat de voorspanning is afgelaten, zal de extra opbolling door kruip binnen de toleranties blijven. De opbolling die uit de elastische vervorming volgt is dan al opgetreden en heeft dan ook geen invloed meer op de vervorming van de spoorstaaf. Uit de dynamicaberekening volgde een maximaal toegestane opbolling van 1 cm. Bij deze opbolling wordt nog voldaan aan de maatgevende eisen zoals genoemd in paragraaf 3.2.

#### 9.1.3 Optimaal ontwerp

Uit zowel de controle van de unity checks in Hoofdstuk 6 als de kostencalculatie in Hoofdstuk 8 blijkt dat voor het gekozen referentieproject in Opheusden een vervangende brug in een betonsterkteklasse rond de B115 optimaal is. Een brug uitgevoerd in hogere sterkte beton is een goed alternatief voor zowel de bestaande stalen bruggen als voor bruggen in conventionele betonsterkteklassen. Echter, vanwege de zeer scherpe vervormingseisen in de spoorse omgeving is het niet zinvol een nog hogere sterkteklasse toe te passen. Om de doorbuiging te beperken is immers een zeker traagheidsmoment nodig. Dit relatief grote traagheidsmoment (benodigd om de doorbuiging te beperken) ten opzichte van de druksterkte zorgt ervoor dat de drukspanning in de doorsnede lang niet de toegestane waarde zal bereiken. Een hogere sterkte is dus niet zinvol zolang de stijfheid niet toeneemt.

## 9.2 Aanbevelingen

### 9.2.1 Druk-druk vermoeiing

In dit onderzoek is [10] gebruikt voor het bepalen van de rekenwaarde van de druk-druk vermoeiing. Een vermoeiingsberekening hoeft volgens dit voorschrift niet uitgevoerd te worden indien de drukspanning in het beton kleiner is dan  $0,4 \cdot f_{td}$ . Voor druk-druk vermoeiing in hogere sterkte beton, dat wil zeggen boven een sterkteklasse B65, is dit ook als uitgangspunt genomen.

Echter, voor hogere sterkte beton zijn nog geen onderzoeksresultaten beschikbaar en is het dus niet zeker of deze regel wel toegepast mag worden. Het lijkt erop dat de gekozen rekenregel erg conservatief is. Dit was al duidelijk geworden in de literatuurstudie [6]. De verwachting is dan ook dat de rekenregel na onderzoek minder conservatief zal uitvallen. Dit zal ervoor zorgen dat een doorsnede in B85 misschien wel optimaal zal worden. Dit zal de kosten van de ligger verder reduceren.

Om de ligger exploiteerbaar te maken is verder onderzoek naar druk-druk vermoeiing zeker noodzakelijk. Een opdrachtgever zal niet geïnteresseerd zijn in de ligger als hier geen duidelijkheid over bestaat.

### 9.2.2 Productie ligger

In Hoofdstuk 7 is een mogelijke bekisting weergegeven. Dit is niet meer dan een mogelijke oplossing. Het optimum voor een bekisting is in dit rapport niet bepaald. Het hangt volledig af van de randvoorwaarden welk type bekisting geschikt is.

De bekisting vormt het grootste aandeel in de totale productiekosten van de ligger. Op deze kosten kan dus nog veel gewonnen worden. Het is dan ook aan te bevelen hier aandacht aan te besteden, mogelijk in samenwerking met een prefab beton leverancier.

In de ontworpen bekisting in Hoofdstuk 7 is een gedeeltelijk houten bekisting weergegeven. Als de brugligger in voldoende aantallen wordt afgezet, is het een aanbeveling om een stalen kist te ontwikkelen en deze zo uit te voeren dat die gemakkelijk te ontkisten en opnieuw te gebruiken is.

Bij grote vraag naar de ligger is het zinvol een kist te hebben die in hoogte én lengte variabel is. Zo kunnen ook liggers voor andere overspanningen gemaakt worden. De vorm van de bovenkant van de ligger ligt vast vanwege de ingegoten spoorstaafconstructie en het profiel van vrije ruimte. De onderkant van de ligger kan dan aangepast worden aan de randvoorwaarden van het betreffende probleem.

Wellicht is het zinvol om een kantelsysteem te ontwerpen dat het mogelijk maakt de ligger op zijn kop te storten. Hierbij kan bijvoorbeeld een tijdelijke uitwendige voorspanning aangebracht worden die ervoor zorgt dat de ligger tijdens het draaien niet scheurt. De verwachting is echter dat dit pas aantrekkelijk wordt bij grote vraag naar de liggers. Draaien is nog nooit toegepast in de prefabindustrie voor deze afmetingen.

### 9.2.3 Overige aanbevelingen

In dit rapport is een aantal zaken aan de orde geweest waar in de literatuur geen informatie over te vinden was of zaken die wellicht nuttig zijn om te onderzoeken in de toekomst.

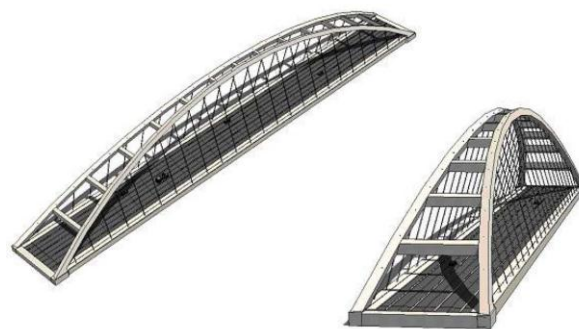
Tijdens de literatuurstudie bleek een groot aantal eigenschappen van beton gekoppeld te worden aan de kubusdruksterkte. Echter, een aantal eigenschappen lijkt vooral afhankelijk te zijn van de samenstelling van het mengsel. Genoemd kunnen worden de treksterkte, elasticiteitsmodulus, krimp, kruip en de ontwikkeling van deze eigenschappen in de tijd. Het lijkt voor de hand liggend deze eigenschappen middels een meer "scheikundige" bepaling af te leiden en te vermelden in de norm.

Thans wordt de autogene krimp op verschillende manieren experimenteel vastgesteld. Het probleem hierbij is dat het tijdstip van aanvang van de metingen per proef verschillend is. Dit komt vanwege de moeilijkheid om de meetpunten aan te brengen in het nog niet verharde beton. De autogene krimp treedt juist in de beginperiode op en maakt daarom de meetresultaten onderling moeilijk vergelijkbaar. Als een methode gevonden wordt waarbij de meting direct na het storten van het beton gestart kan worden, lijkt dit sterke voordelen te bieden. Dan kan namelijk de werkelijk opgetreden autogene krimp gemeten worden. Nu ontbreekt veelal de informatie over de eerste 8 uur na het storten.

Bij toepassing van voorgerekt voorspanstaal is het de vraag welk deel van de autogene krimp optreedt voordat de voorspanning aan het beton gehecht is. Dit bepaalt namelijk mede de verliezen waarmee gerekend moet worden. Op het moment dat het beton langs de voorspanning krimpt hoeft dit niet als verlies meegenomen te worden. Over dit onderwerp is niets terug te vinden in de literatuur.

*2006 – J. den Hollander - Technische haalbaarheidsstudie van een ultra-hoge-sterkte betonnen boogbrug*

In dit afstudeerproject is onderzocht of het technisch haalbaar is een boogbrug te ontwerpen met ultra-hoge-sterkte beton B200. Dit is getoetst door een globaal ontwerp te maken en de bouwmethode te beschouwen. De vraag van Gemeentewerken Rotterdam is gesteld om gestalte te geven aan het ontwerp van de derde stadsbrug, welke is geïntegreerd in het ontwerp van het nieuwe stadsdeel Parkstad. Aangezien de stad Rotterdam bekend staat om haar beeldbepalende en vooruitstrevende bruggen, is voor de derde stadsbrug gekozen voor een revolutionair ontwerp, namelijk een volledig betonnen boogbrug. De boogbrug is tevens ontworpen met ultra-hoge-sterkte beton. Betonnen boogbruggen zijn recentelijk niet meer gebouwd vanwege de hoge bouwkosten en feitelijk onhaalbare eisen aan de esthetica van de brug. De ontwikkeling van ultra-hoge-sterkte beton lijkt een ideale toepassing te kunnen vinden in de boogbrug door de voornamelijk op druk belaste boog. Het materiaal bezit een hoge druksterkte waardoor zeer slank geconstrueerd kan worden. Daarnaast heeft dit beton uitzonderlijke duurzaamheidseigenschappen en behoeft daardoor nauwelijks onderhoud. Deze gegevens zijn de aanleiding geweest voor het onderzoek. Het voortraject naar het uiteindelijke ontwerp is tweeledig. Eerst zijn de eigenschappen en de toepassingen van het materiaal bestudeerd, waarna de bevindingen van dit deel zijn toegepast in het ontwerp van een doorgaande uitwendig voorgespannen kokerbrug met constante doorsnede. Het laatste is gedaan om ervaring en affiniteit op te doen met het materiaal en de ontwerpberekeningen. Het ontwerp van de ultra-hoge-sterkte betonnen boogbrug is aangevangen met een tweetal afstastende studies naar het krachten spel in de boogbrug en de invloed van verschillende ontwerpparameters. In de ontwerpberekeningen is voor dit specifieke geval als voornaamste uitgangspunt gehanteerd, dat de slankheid van de boog zo laag mogelijk gehouden dient te worden. De overspanning waar op is gedimensioneerd is gelijk aan 300 meter. Het brugdek heeft een breedte van ongeveer 35 meter en de het hoogste punt van de boog bedraagt 48 meter, zie figuur 1.



*Figuur 1 - Ontwerp van de ultra-hoge-sterkte betonnen boogbrug*

De dimensies van de boog worden met name bepaald door globale knik uit het vlak. Dit heeft tot resultaat dat de betondoorsnede qua spanning niet optimaal kan worden benut. Tevens vormt het relatief hoge totale gewicht van de boogbrug een beperking voor een eenvoudige bouwmethode. Daarentegen heeft het onderzoek uitgewezen dat het technisch haalbaar is om de boogbrug uit te voeren in ultra-hoge-sterkte beton en zijn er aspecten aangegeven waardoor het ontwerp verbeterd kan worden.



## Summary

The technical feasibility of a UHPC tied arch bridge design is studied in this thesis which is done by making a global design and by considering the construction method of the bridge.

The design of the bridge is utilised for the third Maasbridge. The basic assumptions which are defined for this bridge result in a total span length of approximately 635 m and the minimum main span length is 290 m. The traffic layout on the bridge deck results in a minimum total bridge deck width of 30.4 m. Two UHPC bridge types are considered in the thesis, which are a continuous box girder bridge and a tied arch bridge, to realise this cross-river connection.

Before the global designs of two bridge types are made, the material properties and the applications of UHPC have been studied. This study shows that the application of UHPC in structural components has unfavourable and favourable aspects. The most unfavourable aspects of UHPC are the workability, the low tensile strength and the high material costs. The most favourable aspects are the high durability, aesthetic possibilities and high compressive strength which enable slender, maintenance free and aesthetically sufficient designs. The application of UHPC is therefore best utilised when the structural components are prefabricated and mainly loaded in compression. The latter should be obtained by the load distribution or by prestressing of the structural component. The applications around the world prove the technical feasibility of concrete bridges.

The global design of the continuous externally prestressed UHPC box girder bridge with constant structural height is mainly considered to develop experience and affinity with the material and the design calculations. The cross-section of the box girder bridge is as follows. It consists of four cells which are enclosed by the upper flange, the webs and the lower flange. The upper flange and the cantilevering edges of the bridge deck are supported by transversal prestressed beams. The box girder bridge is constructed with the span-by-span construction method.

The design calculations show that the maximum span length of the box girder bridge with a structural height of 2.5 m is approximately equal to 100 m. This results in a slenderness ratio of 40. The economical aspects of the bridge design will determine the most cost effective span length of this specific cross-section. Furthermore it is concluded that the maximum span is insufficient to span the minimum main span length which is prescribed for the third Maasbridge as was to be expected.

The global design of tied UHPC arch bridge is initiated with two short studies to determine the load distribution of the arch bridge and the influence of two design

parameters. These design parameters are the layout ratio and the bending stiffness ratio. The former is the ratio of the height of the arch and the span length of the total bridge ( $f/L$ ). The latter is the ratio of the bending stiffness of the arch and the bending stiffness of the bridge deck ( $EI_a/EI_b$ ). The main result of the parameter study is that a slender arch beam design is possible, but the expected stability problem must then be solved.

The arch bridge design has the following components. The arch consists of two UHPC arch beams which are leaning towards each other and are interconnected by prestressed UHPC transversal arch beams. The bridge deck consists of two longitudinal prestressed UHPC main girders which provide the supports for the transversal prefabricated prestressed box girders. Prestressed hanger cables are positioned between the arch beams and the main girders of the bridge deck.

The construction method of the arch bridge can be done as follows. The arch beams are prefabricated in segments. The arch beams are assembled on barges by lifting the segments onto large support towers. The two side segments of the arch beam are connected to the transversal end girders. The transversal arch beams are constructed between the arch beam segments identically. A temporary tension tie system is constructed to resist the thrust forces of the arch. The cables of this system are anchored in the transversal end girder. When the arch is completed, the barges are towed towards the final location of the arch bridge. Here the barges are turned and the arch is placed on the final abutments. The hangers are partly installed by attaching them to the arch beams. The coupled main girder segments are suspended from the arch beams by the hangers. The main girders are post-tensioned together over the total length. Subsequently the temporary tension tie system is removed. The bridge deck is completed by placing the transversal box girders.

The design assumption to keep the arch beam as slender as possible for aesthetical reasons has resulted in a bending stiffness ratio value of 0.62. The layout ratio value of 0.16 is used for the design. The global out of plane buckling behaviour of the arch is governing for the bending stiffness of the arch beams in transversal direction. This means that the cross-section of the arch beam is not fully optimised regarding the concrete stresses. The global in plane buckling behaviour and the deflection of the bridge deck are governing for the total bending stiffness of the arch bridge in longitudinal direction.

The calculation of the construction costs of the arch bridge shows that the total UHPC costs have a large influence on the total price of 44%. The expected decrease of the unity price per cubic meter of the UHPC reduces its contribution to the total construction costs to 16%.

The main conclusion which can be drawn from the results is that the technical feasibility of a UHPC tied arch bridge with a total span length of 300 m is proven.

## Conclusions

The goal of the thesis is to study the technical feasibility of an UHPC tied arch bridge. The main conclusions which can be drawn from the results of this thesis are as follows.

- The technical feasibility of a UHPC tied arch bridge with a total span length of 300 m is proven.
- The dimensions of the arch beams and the transversal arch beams is determined by the global out of plane buckling behaviour of the arch which means that the application of UHPC in the arch beams is not fully optimised regarding concrete stresses.
- The construction of the arch bridge is possible. The large weight of the bridge forms a restriction for a simple construction method.
- The design calculations show that the maximum span length of the UHPC box girder bridge with a structural height of 2.5 m is approximately equal to 100 m. This results in a slenderness ratio of 40. This is insufficient to span the minimum main span length of the third Maasbridge.
- The application of UHPC in structural components is best utilised when they are prefabricated and mainly loaded in compression.

## Recommendations

The recommendations which can be given for extended research based on the results of this thesis are as follows.

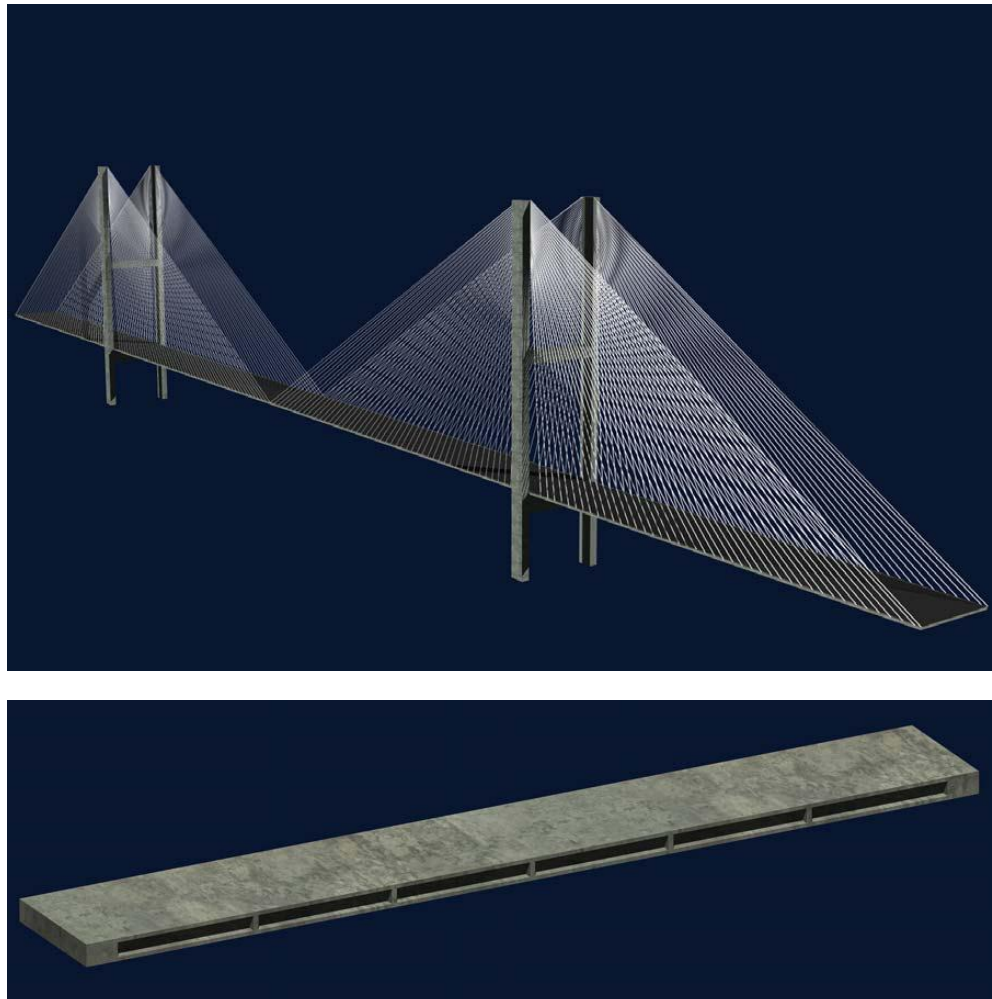
- Extended research is needed to determine the global out of plane buckling behaviour of the arch and the optimum solution for this governing design subject.
- Extended research is needed for the proposed construction and placement method of the arch bridge and detailed calculations.
- Extended research is needed to determine the effect of dynamic influences like wind loading on the design of the UHPC tied arch bridge.
- Detailed design calculations are needed to obtain a final design of the UHPC tied arch bridge.
- The concrete tied arch bridge might be designed with a material which has almost identical material properties but a lower specific weight. The application of high-strength light-weight-aggregate concrete is therefore a possibility.
- The largest weight reduction in the design of the concrete tied arch bridge can be obtained by applying a lighter bridge deck type, because its contribution to the total weight of the bridge is approximately 67%. Possibilities are a complete steel bridge deck or a steel cantilevering part of the bridge deck on the outer side of the main girder.

*2007 – T. van Arkel - Technische haalbaarheid van een tuibrug in hogesterktebeton - Het vergroten van de hoofdoverspanning*

Tuibruggen met een hoofdoverspanning groter dan 300 m worden meestal in staal uitgevoerd omdat dan een slanke brug toegepast kan worden. Staal is echter relatief duur en onderhoudsgevoelig ten opzichte van beton. De doelstelling van dit afstudeerwerk betreft daarom het onderzoeken van de technische haalbaarheid van het vergroten van de lengte van de hoofdoverspanning van betonnen tuibruggen door het toepassen van hogesterktebeton in de brugligger en de pylonen. Deze studie is toegepast op een toekomstige verbinding tussen de A20 en A15 over de Nieuwe Maas ten westen van Rotterdam.

De materiaaleigenschappen van hogesterktebeton zijn eerst onderzocht om te zien hoe deze afwijken van conventioneel beton. Vervolgens is nagegaan of de basisgeometrie, zoals de optimale relatieve pyloonhoogte en de verhouding tussen de lengte van de zijoverspanning en de hoofdoverspanning, door het toepassen van dit materiaal wijzigt. Het toe te passen tuikabelsysteem, de liggervorm en de hoofdafmetingen van de brug zijn bepaald op basis van de specifieke situatie, waarbij de hoofdoverspanning 500 m is. De afzonderlijke constructieelementen van deze hoofdgeometrie, te weten de ligger, de pylonen en de tuikabels, zijn nader gedimensioneerd door middel van een statische analyse, een dynamische analyse en met het oog op uitvoeringsaspecten. In de statische analyse zijn de elementen getoetst op buigende momenten, normaalkrachten, dwarskrachten en stijfheidseisen, zowel op een globaal als op een lokaal niveau. Dit is in eerste instantie met behulp van handberekeningen gedaan, welke later zijn uitgebreid met eindige elementen berekeningen. In de dynamische analyse is onderzocht of de brug ontvankelijk is voor zichzelf versterkende trillingen zoals flutter en galloping en voor gedempte vortex trillingen, regen-wind trillingen en wake-galloping. De mogelijke uitvoeringsmethodes zijn onderzocht en de meest geschikte methode voor deze situatie is met behulp van een multi-criteriaanalyse bepaald.

Het vergroten van de lengte van de hoofdoverspanning van betonnen tuibruggen tot 500m blijkt technisch mogelijk te zijn. Een symmetrische, flexibele en slanke ligger is nodig om de negatieve en positieve buigende momenten en de normaalkrachten te weerstaan. De lage stijfheid en het lage eigen gewicht zorgen ervoor dat zo min mogelijk buigende momenten worden aangetrokken en dat de normaalkracht ook geminimaliseerd wordt. Een liggerhoogte van slechts 1 m kan bereikt worden door het toepassen van B105 hogesterktebeton. De hoge sterkte van dit materiaal is vereist om de drukzone zo laag mogelijk te houden zodat de arm met het staal groot genoeg blijft om te kunnen vloeien in de uiterste grenstoestand. Met conventioneel beton zou dit niet mogelijk zijn geweest.



Goede aërodynamische eigenschappen zijn vereist om zichzelf exciterende trillingen te voorkomen. Dit wordt bereikt door de grote dekbreedte, het toepassen van twee tuikabelvlakken, de zeer grote breedte:hoogte verhouding van de ligger en de gesloten vorm.

#### Conclusions

Increasing the main span length of concrete cable stayed bridges by applying B105 high strength concrete in the pylons and the girder is technically feasible. A very slender design of the bridge girder, with a depth of 1m and a main span length of 500m or a depth over span ratio of 1/500, is possible by using a bridge girder geometry with a relatively low self weight of 10,4 kN/m<sup>2</sup> (compared to 10-15 kN/m<sup>2</sup> usually), a low stiffness and a good aerodynamic behaviour.

Applying high strength concrete doesn't alter the optimum relative pylon height compared to conventional concrete much. The lower traffic load to self weight ratio of about 1:4 (instead of 1:5), does change the optimum side span to main span length ratio however, which is 0,44:1 for this bridge.

A low self weight and stiffness of the girder becomes especially important for increasing span lengths in order to minimize the bending moments in the girder. The governing bending moments occur near the main span middle and near the end supports. The positive contribution of the horizontal component of the cable forces is however minimal at those locations, resulting in a very low normal

compressive force. To still be able to resist the tensile stresses which are caused by these bending moments, the girder needs to be locally prestressed. Centric prestressing is applied since the hogging bending moments are almost equal in size to the sagging bending moments. The use of a symmetrical girder is therefore also favourable since the stresses will then be evenly distributed between the outer fibres of the girder. When the whole girder section is prestressed, so that no tensile stresses occur in the section, the higher compressive strength of B105 high strength concrete is needed to be able to resist the compressive stresses and still obtain a relatively low concrete compressive zone in the flanges so that the steel will still yield. The higher compressive strength is also needed closer to the pylons, where the bending moments are smaller though, but where the horizontal components of all the cables forces result in a maximal normal compressive force.

Applying a somewhat lower concrete grade in the girder, such as B85 high strength concrete, might still result in a feasible design however because there is still some resistance capacity left. On the other hand, conventional concrete grades such as B45 concrete wouldn't result in a feasible girder design because the concrete compressive zone becomes so large that the steel would not yield anymore. Further, the maximum allowed shear reinforcement ratio, which is expressed in the  $\rho_v$  value, would also be too low. This means that brittle failure could occur, what should always be avoided. Applying a larger girder depth with thicker flanges, webs and bulkheads to solve this is undesirable as it results in a stiffer and heavier girder, which is consequently subjected to larger bending moments and normal forces.

A good aerodynamic behaviour of the girder is indispensable to prevent self exciting vibrations to take place and to minimize the effects of self damping vibrations. The application of two cable planes and the small girder depth to width ratio of 1:35,5 are necessary to ensure that critical flutter vibrations don't occur. Typical girder cross sections that are applied for concrete cable stayed bridges with shorter spans will have a very bad dynamic behaviour and will therefore not be feasible for this situation. The closed and streamlined cross section of this girder is essential for the good aerodynamic behaviour.

Applying high strength concrete does require that the girder sections are prefabricated under controlled conditions. Enough attention can then be paid to a correct mixing and casting procedure to obtain a highly durable section in the end. By subsequently using the double sided cantilevering erection method, the bridge can be built without disturbing the navigation underneath the bridge deck. This erection method does set a limit to the maximum length of the girder sections to prevent permanent elongation of the cables due to overloading.

Due to a lack of space and the large number of stay cables, the cable anchorages need to be spread out over a certain height at the top of the pylon for longer spans. The horizontal force components are then not directly resisted by the anchor cable however, which will induce larger shear forces and bending moments in the pylons. To resist these bending moments, and to prevent the pylon from buckling in the longitudinal direction, a large outer diameter of the pylons is required. The outer diameter in the transverse direction is lower since the buckling length is reduced by placing two stiff horizontal struts at 40m and 106m from the pylon base.

## Recommendations

The calculations suggested that it might even be possible to use a slightly lower concrete grade such as B85 high strength concrete for the girder, or to reduce the

girder depth just a bit more. The longitudinal bending moments can then still be resisted without brittle failure taking place. Also the shear force capacity leaves some room for a further lowering of the girder depth or the use of a B85 concrete, which has a lower maximum allowed shear reinforcement ratio. This is an interesting point for further research, as a lower girder depth will lower the weight and the stiffness and will thus attract less bending moments. A lower concrete grade translates into a cheaper concrete and thus a cheaper bridge. Instead, the main span length could be increased, what means that even larger main span lengths could be feasible for concrete cable stayed bridges.

Although a concrete cable stayed bridge with this main span length is technically feasible, it should still be examined if such a design in high strength concrete, which has a very high durability compared to steel, weighs up against a steel cable stayed bridge from an economical point of view.

This study primarily focussed on the strength and stiffness requirements of the bridge in the longitudinal direction, while the structural behaviour in the transverse direction and the local effects have been analysed on a broader level. More research is therefore required regarding their structural effects on the bridge, which could lead to certain adaptations of the design.

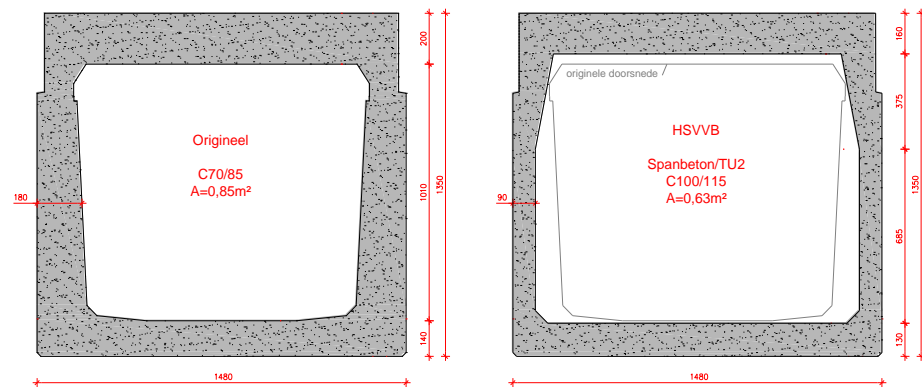
The dynamic analysis which has been performed numerically in this study only gives an indication of the dynamic behaviour of the bridge. Wind tunnel tests should however still be performed to confirm these numerical outcomes. Only then can be said if further measures to reduce the dynamic effects are actually required.

2007 - C. van Welij -- Prefab kokerbalken in voorgespannen vezelversterkt hogesterktebeton

Samenvatting

Er is vanuit Spanbeton BV, een betonproducent van voorgespannen elementen, een vraag ontstaan of er bij het toepassen van hogesterkte vezelversterkt beton (HSVVB) een gewichtsbesparing gerealiseerd kan worden. Het gaat hierbij om de "Spanbeton Koker Constructie" (SKK) liggers die nu in C70/85 geproduceerd worden. Het toe te passen beton is het Spanbeton/TU2 mengsel waarvan alle voor de berekening benodigde eigenschappen zijn bepaald aan de hand van theorie en proefresultaten van Spanbeton BV en de TU-Delft. Dit mengsel heeft een  $f_b$  van 64 N/mm<sup>2</sup>, een  $f_{ct}$  van 5,5 N/mm<sup>2</sup> en een zeer goede duurzaamheid.

Aan de hand van het referentieproject "Lage Weide" is een vergelijking gemaakt tussen de huidige liggers en een nieuw ontwerp in HSVVB. Het project bestaat uit een statisch onbepaald kokerbalk viaduct met twee velden. Het totale dek bestaat uit twee afzonderlijke evenwijdige dekken met een overspanning van 48 meter. Het is opgebouwd uit 50 stuks, 1350mm hoge rechte geprefabriceerde voorgespannen kokerliggers. De liggers worden statisch bepaald neergelegd. De voeg tussen beide velden bij het tussensteunpunt wordt vervolgens volgestort en het geheel wordt nagespannen conform het Spanbeton-3P® systeem. Dit is door middel van voorspankabels in langs- en dwarsrichting die na de montage worden aangebracht wat het geheel brengt op de drie voorspanmethoden (3P).



De nieuw ontworpen doorsnede die een gewichtsbesparing met zich mee brengt van ruim 17% is constructief getoetst en voldoet nagenoeg overal aan de huidige regelgeving voor zover dat toepasbaar is op HSVVB. Daar waar er afgeweken is van de huidige regelgeving is met de technische kennis die er beschikbaar is over het materiaal de aanname onderbouwd. Een voorbeeld hiervan is de aangenomen kleinere dekking van 20 mm.

Ten gevolgen van de nieuwe doorsnede zal het productieproces aangepast moeten worden. Het Spanbeton/TU2 mengsel heeft een zelfverdichtend karakter, hierdoor is de tijd van opstijven langer dan bij traditioneel beton. Bij het toepassen van een binnenkist waarvoor in twee fasen storten noodzakelijk is, zoals bij de huidige productie, zal er dus rekening met deze extra tijd gehouden moeten worden.

De kosten van het Spanbeton/TU2 mengsel zijn aanzienlijk hoger dan traditioneel beton. Daartegenover staat dat er per ligger minder beton nodig is. Ook het transport en de montage hebben baat bij een lichtere ligger. De kosten van het



totaalplaatje van een project zoals "Lage Weide" zal toch nog hoger uitkomen in HSVVB dan in traditioneel beton.

Om een project als deze daadwerkelijk in productie te krijgen zullen de mengselkosten omlaag moeten worden gebracht. Constructief gezien zijn er zeker mogelijkheden in HSVVB kokerliggers maar de kosten houden het succes tegen.

### Conclusies

De conclusies worden opgesteld aan de vooraf gestelde doelen van dit onderzoek. Het hoofddoel van het onderzoek is: *gewichtsbesparing realiseren voor een SKK kokerligger door het toepassen van hogesterkte vezelversterkt beton (HSVVB).*

De daarbij komende, in afnemende belangrijkheid, subdoelen zijn:

1. *Doorsnedereductie realiseren.* Door het toepassen van vezelversterkt hogesterktebeton zal er gekeken moeten worden of er een doorsnedereductie kan plaatsvinden.
2. *Vergroten overspanningsgebied.* Door de gewichtsbesparing van de ligger zou met dezelfde kraancapaciteit een groter overspanningsgebied kunnen worden gerealiseerd.
3. *Reduceren hoeveelheid beugelwapening.* Als blijkt dat door het vezelversterkt hogesterktebeton de beugelwapening kan worden weggelaten brengt dit een aanzienlijke kostenbesparing met zich mee. Dit zal echter een ondergeschikte rol hebben t.o.v. de gewichtsbesparing.
4. *Kosten beheersen.* De kosten van de nieuw te ontwerpen ligger zullen niet exorbitant veel hoger moeten uitkomen dan het bestaande ontwerp. Een prijsstijging tot ongeveer 15% hoeft echter niet te betekenen dat het concept niet bruikbaar zal zijn.

Het hoofddoel is constructief behaald. De nieuw ontworpen doorsnede die een gewichtsbesparing met zich mee brengt van 17% is constructief getoetst en voldoet nagenoeg overal aan de huidige regelgeving voor zover dat toepasbaar is op HSVVB. Daar waar er afgeweken is van de huidige regelgeving is met de technische kennis die er beschikbaar is over het materiaal de aanname onderbouwd. Een voorbeeld hiervan is de aangenomen kleinere dekking die volgens de huidige regelgeving niet toegepast zou mogen worden.

Subdoel 1 is feitelijk de oorzaak van het behalen van het hoofddoel. Door het reduceren van de doorsnede is gewichtsbesparing gerealiseerd. Subdoel 1 is dus behaald.

#### Subdoel 2

Er is niet zomaar direct te zeggen dat doordat een doorsnedereductie mogelijk is, een verlenging bij eenzelfde gewicht ook zomaar voldoet. Het kritieke punt bij de onderzochte gereduceerde ligger is de hoofdspinning in de wand. Bij een verlenging van de ligger zal deze niet meer voldoen. Een verbreding van de wand is daarvoor noodzakelijk. Geschat wordt dat de vereiste opbuiging, die maatgevend is bij het referentieproject, wel behaald zal worden gezien de constructieve ruimte qua hoeveelheid voorspanning. Het verhogen van de voorspanning (voor het behalen van de vereiste opbuiging) zal benodigd zijn. De hierdoor verhoogde spanningen in de productiefase kunnen opgenomen worden door het beton vanwege de hoge materiaaleigenschappen. Bij een verlenging van de ligger met  $x$  zal globaal het moment in het midden verhoogd worden met  $x^2$ . De in dit rapport berekende doorsnede voldoet bij de huidige overspanning doordat deze niet scheurt in de u.g.t. Zodra de overspanning vergroot wordt zal de ligger scheuren en zijn er andere toetsingen van toepassing. Hierdoor is moeilijk te beredeneren of deze zullen voldoen. Omdat het scheurmoment van constructies in vezelbeton erg hoog

is wordt verwacht dat er moeilijk aan artikel 9.9.2.1/8.1.1 van de VBC kan worden voldaan ( $M_r \leq M_u$ ). Gezien het al eerder kwadratisch verband zal een erg grote verlenging niet mogelijk zijn. Een geringe verlenging wel, al zal deze specifiek berekend moeten worden om dit daadwerkelijk aan te tonen.

Subdoel 3 is uit praktische redenen niet behaald. Puur theoretisch kunnen de beugels in het midden van de ligger t.b.v. dwarskracht en wringing wel worden weggelaten. Toch is er voor gekozen het ontwerp met een enkelsnede beugel uit te voeren om de volgende redenen:

- Er is onervarenheid met het nieuwe materiaal waardoor extra zekerheid is gevraagd.
- Een nieuw concept in een bestaande markt zal zich eerst moeten bewijzen voordat veel risico wordt genomen. Geheel afstappen van beugelwapening zal in de markt als te risicovol gezien worden en is daardoor (nu nog) onverkoopbaar.
- Als de treksterkte toch overschreden zal worden, door wat voor reden dan ook, zal de ligger t.g.v. de beugel minder bros bezwijken.
- Als er toch scheuren ontstaan, zal er direct herverdeling van krachten plaatsvinden. Om iets meer zekerheid te hebben tijdens het herverdelen van de krachten is beugelwapening een veilige oplossing.
- Het hoofddoel van dit onderzoek is niet het geheel weglaten van de beugelwapening waardoor als bewijs extra motivatie en gedetailleerder onderzoek op dit vlak niet gedaan is.

Verder zal een reductie van de kopwapening t.b.v. de splijtkrachten ook een gunstig effect hebben op de prijs. Splijtkrachten kunnen (deels) worden opgenomen door het vezelbeton. De hoeveelheid splijtwapening is niet bepaald in dit onderzoek. De grootte van de reductie t.g.v. het toepassen van vezelbeton is dus (nog) niet te noemen.

Subdoel 4 is niet behaald. In de globale kostenberekening is hetzelfde project in zijn totaliteit in HSVVB 24% duurder. Alle voordelen van HSVVB wegen kostentechnisch niet op tegen de hoge mengselkosten. In de vooraf opgestelde doelen is een kostenverhoging van 15% nog haalbaar geacht. Dit percentage wordt echter overschreden waardoor subdoel 4 niet behaald is.

Om een project als deze daadwerkelijk in productie te krijgen zullen de mengselkosten omlaag moeten worden gebracht. Constructief gezien zijn er zeker mogelijkheden in HSVVB kokerliggers maar de kosten houden het succes tegen.

#### Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen worden gedaan na aanleiding van het afstudeeronderzoek:

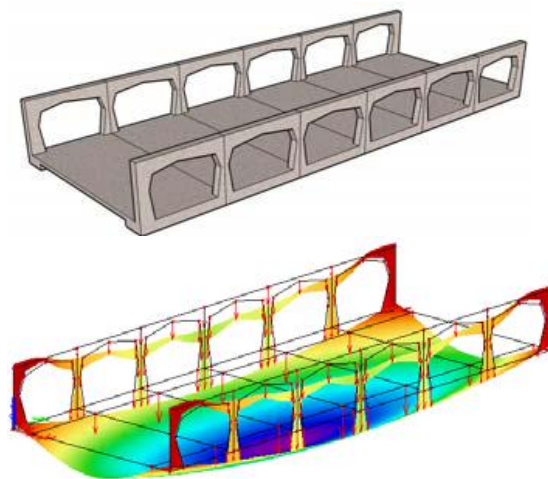
- Het zal zeer nuttig zijn een relatie op te stellen tussen de trek- en druksterkte van HSVVB. Dit kan niet universeel voor alle mengsels omdat de relatie sterk afhankelijk zal zijn van de samenstelling (vezellengte, vezelgehalte). Per mengsel zal deze relatie opgesteld kunnen worden.
- Aangezien de wand van de kokerligger erg gereduceerd is en er ook een normaalkracht t.g.v. de voorspanning aanwezig is zal een toetsing op plooi gedaan moeten worden. Al is het alleen al om te zien hoe dicht men met een dergelijke constructie in de buurt komt van het plooi probleem.
- Om in de praktijk makkelijk een constructie in HSVVB te toetsen zal de programmatuur van Dbet en Alp aangepast moeten worden. Het zal dan mogelijk moeten zijn om een betonsoort toe te voegen met al z'n eigenschappen.

- Om de hoofdspinningen beter te kunnen inzien is het opstellen van een 3d model in een eindige elementenprogramma noodzakelijk. Dit is zeker aan te raden als er naar de invloed van het moment in de wand wordt gekeken.
- Door de hogere treksterkte van het beton is er ook in de kop van de balk minder wapening nodig om de splijtkrachten op te kunnen nemen. Dit kan ook een flinke reductie in de kosten betekenen waardoor het zeer nuttig zal zijn om hier een constructieve detailberekening van te maken.
- Als men primair ten doel heeft de wapening te reduceren zal het toepassen van een betonmengsel met een cocktail van lange en korte vezels meer uitkomst bieden. De korte vezels zoals toegepast in het mengsel van dit onderzoek geeft alleen een hogere treksterkte en taaierheid maar zal na scheuren zich niet gedragen als wapening. Met langere vezels kan dit wel het geval zijn.
- Door het verkorten van de massieve uiteinden van de ligger kan ook een grote gewichtsbesparing ontstaan. Of dit constructief kan zal berekend moeten worden. Een andere mogelijkheid is het verdikken van de wand richting de opleggingen.
- Een gedetailleerde kostencalculatie is van belang om de financiële haalbaarheid beter te toetsen dan in dit rapport gedaan is. Zolang de kosten nog te hoog zijn zal een concept als deze, al is deze constructief nog zo goed mogelijk, nooit uitgevoerd worden.
- Een hoge prioriteit heeft het omlaag brengen van de mengselkosten.
- In dit afstudeeronderzoek is van een bestaand betonmengsel uitgegaan met in de doorsnede als extra veiligheid het toepassen van een enkelsnedige beugel. In vervolgonderzoek zal het zeer nuttig zijn een nieuw optimum te vinden. Dit kan zijn in de richting van een doorsnede volledig zonder beugelwapening. De andere richting is een doorsnede met een combinatie van beugels en vezels waarbij de hoeveelheid vezels gereduceerd kan worden (50%). Vooral van deze laatste richting wordt verwacht dat dit, ook kostentechnisch, beter haalbaar is dan het ontwerp in dit afstudeeronderzoek.

*2008 – T. de Vries - Modulaire Fiets- en Voetgangersbrug in vezelversterkt hoge- en zeer hogesterktebeton*

FDN Engineering uit Amsterdam heeft een ontwerp voor een geprefabriceerde modulaire fiets- en voetgangersbrug van vezelversterkt hogesterktebeton ontwikkeld. Eén van de redenen om de modulaire brug te ontwikkelen, is de steeds grotere vraag naar het vervangen van bestaande, veelal houten fiets- en voetgangersbruggen. De verwachting is dat met het vezelversterkt beton een zeer slanke constructie kan worden bereikt, waarbij met het gunstig onderhoudsarme gedrag op lange termijn kosten bespaard kunnen worden.

Het doel van dit afstudeerwerk is om samen met FDN Engineering en de TU Delft de brug verder te gaan ontwikkelen en optimaliseren. Aan de hand van een aantal hoge- en zeer hogesterktebeton mengsels is gekeken naar de bijbehorende mechanische voor- en nadelen van een aantal brugvarianten, uitgevoerd met een constructief werkende leuning. De verschillende brugelementen zullen aan elkaar gekoppeld worden door middel van voorgespannen kabels.

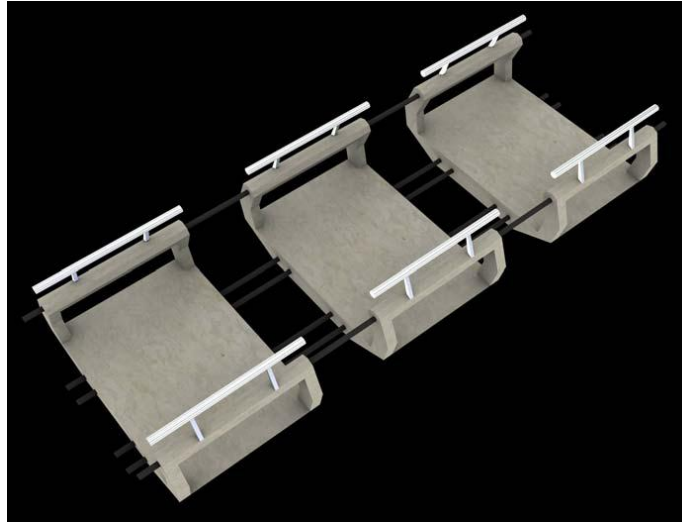


Voor de ontwikkeling van de geprefabriceerde brug is een aantal varianten onderzocht, waaronder een massieve plaat, vakwerklijger, troglijger en de vierendeellijger. Deze varianten zijn nader onderzocht op: volume, voorspankrachten, esthetica, kosten en mechanische eigenschappen.

Daarnaast zijn twee betonsterkteklassen onderzocht, namelijk een vezelversterkt C100/115 en een vezelversterkt C125/180. Voor het vezelversterkt beton, betonsterkteklasse C100/115, is gebruik gemaakt van de uitkomsten van experimenten uitgevoerd aan de TU Delft. Voor het vezelversterkt zeer hogesterktebeton, betonsterkteklasse C125/180, is gebruik gemaakt van gegevens bekend bij betonproducenten of Franse Aanbevelingen.

De uiteindelijke keuze is onderworpen aan de belastingen en belastingscombinaties volgens de NEN 6706. Tot slot zijn de handberekeningen met behulp van het eindige elementen pakket ESA PT lineair gecontroleerd. Op basis van constructieve aspecten blijken de bruggen met een constructief werkende leuning in de vorm van een vakwerk of vierendeel de twee beste alternatieven. Door voornamelijk de lagere voorspankrachten, slankheid, vorm en duurzaamheid is gekozen de modulaire fiets- en voetgangersbrug uit te voeren als het principe van een vierendeellijger, in een betonsterkteklasse C125/180.

Tijdens dit afstudeerwerk is de huidig ontwikkelde modulaire brug verder uitgewerkt en geoptimaliseerd in vezelversterkt zeer hogesterktebeton.



Extra aandacht kan nog besteed worden aan het geometrisch niet lineair rekenen. Verder kan nog onderzoek worden gedaan naar het optimaliseren van voorspanankers toegepast in zeer hogesterktebeton en enkele uitvoeringsaspecten.

#### Conclusies

- Van alle onderzochte brugvarianten blijkt de vakwerkbrug of de vierendeelligger mechanische (voorspankrachten, inhoud, e.d.) gezien de best mogelijke oplossing. Uiteindelijk zijn de esthetica en de slankheid doorslaggevend geweest, om de modulaire fiets- en voetgangersbrug uit te voeren als vierendeelligger;
- Buigende momenten en dwarskrachten in langsrichting spelen bij de vierendeelligger een maatgevende rol. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld de vakwerkbrug, waarbij de trek- en drukkrachten, maar hoofdzakelijk de horizontale leuningbelasting een maatgevende rol speelt;
- Door de elementen ten vroegste na vijftig dagen te gaan toepassen mag met een totaal voorspanverlies van 10 % worden gerekend;
- Dynamische belastingen op de modulaire fiets- en voetgangersbrug spelen geen 'maatgevende' rol. Dit kan verklaard worden door de onderling goede verhouding tussen de massa ( $m$ ) en het traagheidsmoment ( $I$ ) van de fiets- en voetgangersbrug;
- De noodzaak van een mechanische nok wordt uitgesloten. Echter om te voorkomen dat tijdens het voorspannen de elementen zijdelings van elkaar gaan verschuiven dienen praktische nokken te worden toegepast in zowel het dek als de leuning. Deze kleine nokjes in de leuning dienen te garanderen dat de elementen ook bovenin in verticale positie goed op elkaar aansluiten;
- Afhankelijk van het type brug (vierendeel, troglijgger, vakwerkbrug) wordt bij een steeds hogere betonsterkteklasse de rol van het voorspananker steeds dominantier. Dit is te verklaren door de steeds kleiner wordende constructieafmetingen. Bij een vakwerkbrug ligt dit omslagpunt volgens de handmatige berekeningen bij een betonsterkteklasse C100/115. Bij de vierendeelligger zal door de ontwikkeling van de buigende momenten dit probleem zich minder snel voor gaan doen;
- Van alle kosten die tijdens deze hoofdstudie zijn bekeken, blijken de materiaalkosten ten opzichte van bijvoorbeeld de voorspan- of malkosten een maatgevende rol te spelen;

- Het verschil in de kosten tussen een vierendeelliger uitgevoerd in een betonsterkteklasse C100/115 en een betonsterkteklasse C125/180 bedraagt ongeveer een factor anderhalf. Zoals eerder aangegeven komt dit voornamelijk voort uit het verschil in materiaalkosten.

#### Aanbevelingen

- Het verder optimaliseren en ontwikkelen van de voorspanankers. Tijdens deze hoofdstudie is gebruik gemaakt van een hypothetisch voorspananker. Uiteindelijk zal in samenwerking met een gespecialiseerd voorspanbedrijf (bijvoorbeeld Spanbeton) gezocht dienen te worden naar een optimaal voorspananker met bijbehorende praktische afmetingen (rand- en tussenafstanden). Zoals in de conclusies ook staat vermeld, wordt de minimaal benodigde ruimte van het voorspananker steeds dominantier in de afmetingen bij verhoging van de betonsterkteklasse. Het loont de moeite om extra aandacht te schenken aan voorspanankers met hun bijbehorende praktisch minimale afmetingen, toegepast in hogesterkte- of zeer hogesterktebeton;
- Het zijdelings uitbuigen door drukbelasting van de bovenreling van de brug dient nog te worden gecontroleerd. Ook het eventueel bijkomende effect van personen die tijdens deze uitbuiging de leuning nog verder weten te vervormen, dient nog te worden onderzocht. Dit komt neer op het uitvoeren van een geometrische niet lineaire berekening;
- De vorm van de brug is nu als 'hoekig' beschouwd. Het is een aanbeveling om samen met een vormgever de vierendeel brug meer 'cachet' te geven. Dit kan bijvoorbeeld door het afronden van de hoeken, het plaatsen van 'doorzichtige' beglazing of een geschikte leuningafwerking;
- Variëren van de mootlengte tot een maximaal aanvaardbare lengte van twee meter. Deze afmeting komt voort uit de maximale afmetingen van het vervoersmiddel. Interessant hierbij is het verloop en de ontwikkeling van de voorspankrachten en verschillende elementafmetingen;
- Het uitvoeren van een ESA PT berekening aan de hand van een modellering van verlopende balken, kolommen en een dek. Hierdoor kunnen de hand- en computerberekeningen rechtstreeks met elkaar worden vergeleken. Dit in tegenstelling tot de huidig uitgevoerde computerberekening, waarbij door de studentenversie van ESA PT deze controle niet rechtstreeks kan worden uitgevoerd. Eventueel kleine afwijkingen kunnen hierdoor snel en accuraat worden opgelost;
- Het verder uitzoeken van de landhoofden en de rubberen oplegblokken. In dit onderzoek is voornamelijk de modulaire brug beschouwd zonder extra randvoorzieningen, zoals de landhoofden, heipalen en oplegblokken. Hierdoor kan uiteindelijk een totaaloverzicht (kosten, tekeningen, e.d.) van de modulaire brug worden gepresenteerd;
- Omdat de materiaalkosten van het beton het grootste percentage is van de totale kosten, is het aan te bevelen goede afspraken te maken met een betonproducent. Door repetitie en veelvuldige afname kunnen de kosten van het beton worden gedrukt;
- Tijdens de berekeningen is uitgegaan van een algemeen en veilige benadering van de betoneigenschappen van betonsterkteklasse C125/180. In overleg met de betonproducent en aan de hand van testen zou gekeken kunnen worden naar de maximale 'uitnutting' van het materiaal. Hierdoor bestaat de mogelijkheid dat met nog een slankere constructie kan worden volstaan;
- Het vaststellen van de vezeloriëntatie na het storten. Het is namelijk van mechanisch belang dat de vezels zich goed gaan oriënteren in alle richtingen van het mengsel

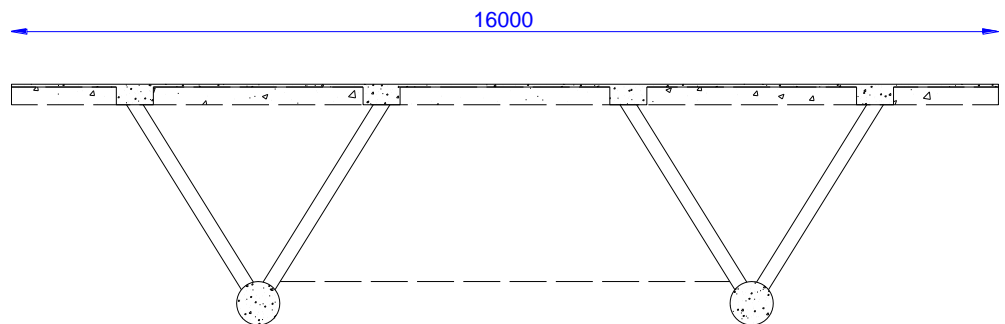
*2008 - S.F. Currie – IJmeerbrug in Zeer-HogeSterkteBeton - Haalbaarheidsstudie van een staalbetonbrug en een kokerliggerbrug in ZHSB*

### Summary

Ultra High Fiber Reinforced Concrete (UHFRC) is a high quality type of concrete that is already used in bridges in foreign countries. This material has many benefits if compared with traditional concrete, but its biggest disadvantage is the high price. The use of UHFRC will, because of the properties and high price, affect the design of a bridge.

In the preliminary study a bridge made with UHFRC is explored in a simple manner to find out if it can be a full alternative for the IJmeer connection.

Then a feasibility study has been carried out for a steel-concrete bridge and a box-girder bridge made with UHFRC. Both types of bridges have been globally analysed to trace the possible bottlenecks. In this manner there is explored if these bridges can be an alternative for a long bridge in a traditional concrete quality.



It becomes clear from the calculation of the steel-concrete bridge that the concept of concrete in the compression zone and steel in the tensile zone leads to a full alternative; a light construction where the expensive UHFRC is used in an economic way.

But a great disadvantage are the constructive nodes; both the steel-concrete nodes and the steel nodes. The production of these nodes is labour-intensive and will effect the price of the bridge in a negative way.

It becomes clear from the calculation of the box-girder bridge that deflection is decisive. Furthermore, the efficiency (the average compressive stress / the extreme compressive stress) is not very high. This means that the high compressive strength of UHFRC is not optimally used.

The results from the preliminary design demonstrates that a box-girder bridge made with C53/65 is a cheaper alternative, because the concrete properties were used more efficient than in a box girder bridge made with UHFRC.

However, as a result of the feasibility study appears that the calculation is conservative, because all properties are not yet known, and the calculation rules are not yet established. This leads to the fact that sometimes the calculation is made with the calculation rules for the traditional concrete qualities, as a result of which the favourable properties of UHFRC are not exploited entirely. The

consequence is (probably) an overdesigned construction; linked to the high price of UHFRC this will not rapidly lead to the use of this material.

#### Conclusies en aanbevelingen

Bij de berekeningen viel het elke keer op dat er conservatief gerekend moet worden met ZHSB, omdat nog niet alle eigenschappen bekend zijn, of omdat er nog geen rekenregels opgesteld zijn. Dit leidt ertoe dat er gerekend wordt met de regels voor de traditionele betonkwaliteiten, waardoor er niet helemaal recht wordt gedaan aan de gunstige eigenschappen van ZHSB.

Het gevolg is (waarschijnlijk) dus een overgedimensioneerde constructie; gekoppeld aan de hoge prijs van ZHSB zal dit niet snel leiden tot het gebruik van dit materiaal.

Uit de berekening van de staalbetonbrug komt naar voren dat het concept van beton in de drukzone en staal in de trekzone tot een volwaardig alternatief kan leiden; een lichte constructie waarbij het dure ZHSB zo economisch mogelijk gebruikt wordt. Maar een groot nadeel zijn de knopen; zowel de staalbeton-knopen als de staalknopen. De knopen zijn arbeidsintensief en zullen de prijs van de brug omhoog stuwen.

Uit de berekening van de kokerliggerbrug blijkt dat doorbuiging maatgevend is; de constructie zou op sterkte wel slanker kunnen. Verder valt op dat de efficiëntie (de gemiddelde drukspanning / de uiterste drukspanning) niet erg hoog ligt. Dit betekent dat de hoge druksterkte van ZHSB niet optimaal benut wordt.

Als aanbeveling kan dus worden gesteld:

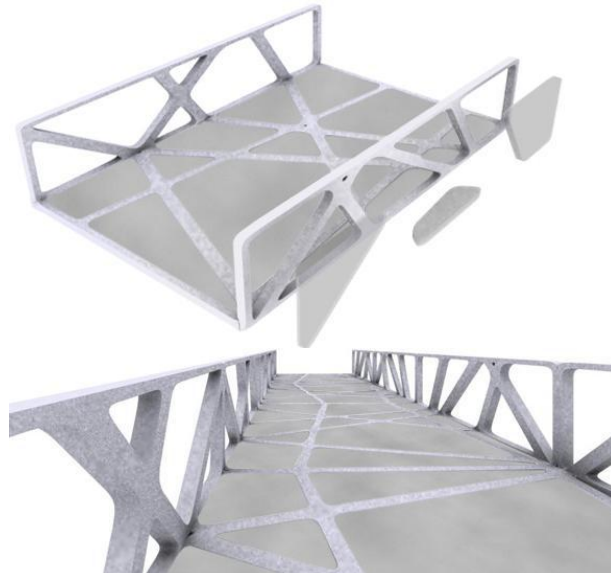
- Voor de staalbetonbrug zal het knooppunt tussen het staal en het beton bekeken moeten worden. Is er een oplossing te bedenken, die de krachten-zo goed als mogelijk overbrengt en ook nog redelijk van prijs is?
- Voor de kokerliggerbrug zal er meer aandacht besteedt moeten worden aan de vorm van de doorsnede; hierdoor kan de efficiëntie verhoogd worden. Tevens kan er gekozen worden voor beton met een iets lager sterkteklasse (en prijs).



*2009 – B. van den Broek - Modulaire Autobrug in vezelversterkt ultra-hogesterktebeton*

In een voorgaand afstudeerwerk is voor het ingenieursbureau FDN Engineering uit Amsterdam een variantenstudie verricht naar en een eerste globaal ontwerp gemaakt van een modulaire voetgangers- en fietsersbrug in vezelversterkt hogesterktebeton. In dit afstudeerwerk wordt een soortgelijk concept uitgewerkt, echter ditmaal voor een autobrug. De extremen worden opgezocht door de brug uit te voeren in C170/200 vezelversterkt ultra-hogesterktebeton (UHPFRC).

Er is getracht het concept en daarmee de vormgeving zoveel mogelijk aan te laten sluiten op dat van de voetgangers- en fietsersbrug, zodat beiden als één nieuw product gepresenteerd kunnen worden. Dit alles aan de hand van een ontwerp van architect Chris Bosse (Watercube Beijing). Via een globaal ontwerp en een voorontwerp is naar een detailontwerp toegewerkt



In het globaal ontwerp worden, aan de hand van de geldende uitgangspunten en de randvoorwaarden die volgen uit de Wegenverkeerswet en het Handboek Wegontwerp, een aantal optimale afmetingen voor de modulaire brug vastgesteld, om een eerste vorm van de brug te krijgen. In het voorontwerp worden, aan de hand van berekeningen, de dekdikte, de benodigde hoeveelheid voorspanning, het te gebruiken voorspansysteem en de afmetingen van de leuning vastgesteld.

In het detailontwerp zou vervolgens de verdere detaillering van de brug uitgewerkt worden. Echter, tijdens het voorontwerp is gebleken dat de brug met de geldende uitgangspunten niet haalbaar is. Daarom is dit onderdeel komen te vervallen en is er gezocht naar alternatieven om de brug toch haalbaar te maken. Dit is uiteindelijk gelukt door, afwijkend van de uitgangspunten, het toepassen van geleiderailconstructies. Hierdoor is de brug een stuk breder geworden dan in het begin was aangenomen, maar de leuning kan hierdoor volgens het ontwerp van de architect uitgevoerd worden.

- De uitkomsten van het ontwerp zijn als volgt:
- Mootlengte: 3 meter (met een maximale bruglengte van 18 meter, dus 6 moten)
- Interne breedte brug: 9.70 meter (externe breedte 10 meter)
- Leuninghoogte: 1.20 meter (alle staven zijn vierkant 150 \* 150 mm)

- Dekdikte: 275 mm

Plaatselijke verdikkingen van het dek, welke ook de voorspankabels bevatten, vormen samen met de leuning(en) de hoofddraagconstructie. Deze verdikkingen zijn 1.20 meter breed, 225 mm hoog en bevinden zich op een afstand van 3 meter van de zijkanten vandaan.

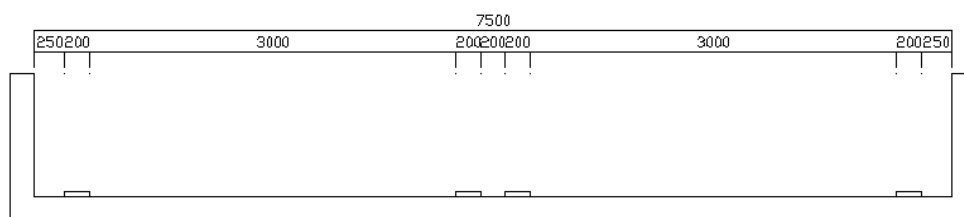
- Indicatie hoeveelheid benodigd beton: 70 m<sup>3</sup>/18 m of 3.88 m<sup>3</sup>/m
- Indicatie materiaalkosten per vierkante meter brug: 700 euro

De tot nu toe ontworpen brug is 'hoekig'. Samen met de architect zal nog gekeken moeten worden naar hoe de brug een meer vloeiende vormgeving kan krijgen. Hierbij moet wel rekening worden gehouden met de eventuele beperkingen van de mal.

### Conclusies en aanbevelingen

#### Conclusies

In paragraaf 4.2 is de aanname gedaan om de leuning(en) van de modulaire autobrug geen onderdeel te laten zijn van de hoofddraagconstructie van de brug. Dit in verband met de lichtere eis met betrekking tot aanrijdbelastingen, wat een slanker ontwerp van de leuning(en) toelaat. Zie onderstaande figuur voor de doorsnede van de brug.



*Doorsnede brug zonder geleiderailconstructies*

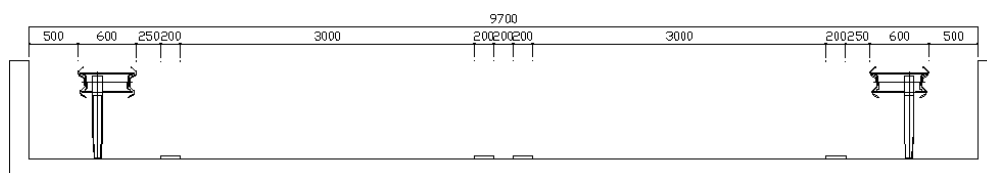
De leuning(en) krijgen hierdoor afmetingen van 280 \* 280 mm, wat nog net acceptabel is met het oog op het slanke karakter. Door deze aanname werden de buigende momenten in langsrichting van de brug echter erg hoog en was er een hoeveelheid voorspankabels vereist die eigenlijk niet in de doorsnede van de brug zouden passen. Hierdoor werd het ontwerp met de gehanteerde uitgangspunten onhaalbaar.

Daarna zijn een tweetal alternatieven onderzocht, waarmee het ontwerp van de modulaire autobrug wél haalbaar werd.

Ten eerste is een ontwerp gemaakt waarbij de leuning(en) wél onderdeel van de hoofddraagconstructie zijn. De buigende momenten nemen hierdoor erg af, waardoor volstaan kan worden met veel minder voorspankabels. Er is er dan nog maar één per verdikking vereist. Daarentegen moeten de leuning(en) zwaar uitgevoerd worden, omdat er nu zwaardere eisen gelden met betrekking tot aanrijdbelastingen. De leuning(en) krijgen hierdoor afmetingen van 460 \* 460 mm, wat totaal niet acceptabel is.

Ten tweede is een ontwerp gemaakt waarbij de leuning(en) onderdeel van de hoofddraagconstructie zijn en er tegelijkertijd geleiderailconstructies worden toegepast. De interne breedte van de brug neemt hierdoor toe van 7.5 tot 9.7 meter en de belastingen door het eigen gewicht worden hierdoor wat groter. De verkeersbelastingen blijven echter hetzelfde, doordat de breedte van de rijstroken gelijk blijft. De leuning(en) kunnen nu weer lichter worden uitgevoerd dan in het

voorgenoemde geval, omdat ze nu niet berekend hoeven te worden op aanrijdbelastingen. Zie onderstaande figuur voor de doorsnede van de brug.



*Doorsnede brug met geleiderailconstructies*

De leuning krijgen hierdoor afmetingen van 150 \* 150 mm, wat zeer acceptabel en gewenst is. Deze afmetingen zijn verkregen door middel van een iteratie met als uitgangspunt dat per verdikking drie voorspankabels aanwezig zullen zijn. Hierdoor is een ideale samenwerking verkregen tussen de aanwezige voorspanning en het meewerkende effect van de leuning.

#### Aanbevelingen

Aan te bevelen is om het ontwerp van de brug verder te detailleren. Uit de computerberekening is gebleken dat de brug met de huidige afmetingen voldoet aan de doorbuigingseisen. Uit het voorgaande rapport over de voetgangers- en fietsersbrug is gebleken dat de eisen met betrekking tot afschuifkrachten in de voegen ook geen probleem zullen vormen.

Echter, de detaillering van de aansluiting van de geleiderailconstructies verdient bijvoorbeeld enige aandacht. Er is ruimte in het brugdek genoeg voor de standaardaansluitingen, maar er kunnen problemen ontstaan bij het kruisen van het voorspanssysteem.

De (vorm van de) te gebruiken landhoofden of oplegconstructies kan onderzocht worden en de vorm en grootte van de benodigde oplegblokken.

De tot nu toe ontworpen brug is hoekig. Samen met de architect kan bijvoorbeeld gekeken worden hoe de brug een meer vloeiende vormgeving gegeven kan worden. Hierbij moet ook rekening gehouden worden met de eventuele beperkingen van de mal.

Ook de verdere afwerking van de brug kan becommentarieerd worden. Zo moet de hele brug na oplevering misschien afgestreeken worden om uitstekende vezeltjes te verwijderen. Tevens is het misschien noodzakelijk de rijweg voor of na het aanbrengen van de slijtlaag enigszins op te ruwen in verband met de verkeersveiligheid.

Zoals bovengenoemde zijn er nog vele kleine details te noemen die een verdere uitwerking kunnen krijgen.

## A2 Overzicht van promotieprojecten van de TU Delft

*S. Grünewald, TU Delft, 2004*

*Prestatie-gericht ontwerpen van zelfverdichtend vezelbeton*

### **Samenvatting**

De ontwikkeling van zelfverdichtend beton (ZVB) is een belangrijke stap om de productkwaliteit en de effectiviteit van de bouwindustrie te verbeteren. ZVB vloeit homogeen door zijn eigen gewicht zonder toevoeging van verdichtingsenergie en sluit daarbij geen lucht in. ZVB verhoogt de effectiviteit op de bouwplaats, verbetert de arbeidsomstandigheden, de kwaliteit en het uiterlijk van het beton. Vezels overbruggen scheuren en vertragen de scheurgroei. In vergelijking met conventioneel beton verhogen ze de breukenergie. Zelfverdichtend vezelbeton (ZVVB) combineert de voordelen van ZVB in de vloeibare fase en geeft een betere kwaliteit in de verharde toestand omdat het vezels bevat. Door de bijzondere eigenschappen kunnen nieuwe toepassingen ontwikkeld worden.

Dit proefschrift biedt hulpmiddelen en modellen om ZVVB in de vloeibare en de verharde toestand te optimaliseren. Relevante literatuur en ervaringen die gedurende de experimenten zijn opgedaan zijn samengevat; verscheidene experimentele studies zijn uitgevoerd. De doelstellingen van dit onderzoeksproject waren het optimaliseren van ZVVB in de vloeibare en de verharde fase en het modelleren van het gedrag om betrouwbare hulpmiddelen voor het ontwerpen ervan te ontwikkelen. In hoofdzaak zijn staalvezels toegepast. ZVVB kan voor verschillende doeleinden geoptimaliseerd worden: het hoogst mogelijke vezelgehalte, de hoogste prestatie-kosten verhouding, het ontwerpen van het korrelskelet voor de hoogste pakking of het met zo laag mogelijke materiaalkosten produceren. De invloed van het productieproces op de eigenschappen van ZVVB werd ook onderzocht.

Om een overzicht van de theoretische achtergrond van ZVVB in de vloeibare fase te geven is literatuur geselecteerd op het gebied van ZVB, in het bijzonder met betrekking tot de pakking en de invloed van vezels op de verwerkbaarheid. Testmethodes zijn beschreven en voorafgaande ervaringen met ZVB en vezelversterkt beton (VVB) in de vloeibare fase en modellen om het gedrag te voorspellen, zijn samengevat. De pakking van de toeslag en de vezels in ZVVB bepaalt de hoeveelheid cementlijm die nodig is om de holle ruimte van het korrelskelet op te vullen. Om de pakking te voorspellen is het 'Compressible Packing Model' toegepast en met de gebruikte materialen gekalibreerd.

Om de grootst mogelijke nauwkeurigheid te verkrijgen zijn de uitkomsten van vijf methodes, om de staalvezels in de simulaties mee te nemen, met resultaten van experimenten vergeleken. De nauwkeurigheid van de voorspellingen hangt van de samenstelling van de toeslag af. De voorspellingen voor geoptimaliseerde mengsels hadden een gemiddelde afwijking van ongeveer 2% bij een maximale diameter van de toeslag van 8 of 16 mm. Voorspellingen van de pakking van mengsels met een kleinere maximale korreldiameter waren minder nauwkeurig.

Zestien stabiele ZVB mengsels met gedefinieerde eigenschappen in de vloeibare fase zijn op de invloed van het type en de hoeveelheid staalvezels onderzocht; in totaal zijn 121 mengsels beproefd. De maximale diameters van de toeslag van de referentie mengsels waren 4, 8 of 16 mm; de volumes cementlijm en zand van het totale gehalte aan toeslag werden gevarieerd.

De vezels beïnvloeden de eigenschappen van ZVB in de vloeibare fase: de vloeimaat wordt kleiner, de afschuifspanning, de plastische viscositeit (de

weerstand tegen het vloeien) en de wapeningsafstand vereist om het blokkeren te vermijden worden groter in vergelijking met een referentie ZVB. Het maximale vezelgehalte werd bepaald voor ieder referentiemengsel en type vezel. Vanwege de hogere volumieke massa van de staalvezels kan ontmenging optreden ook al is de toeslag homogeen verdeeld. Op basis van experimentele resultaten zijn modellen ontwikkeld die het effect van de vezels kwantificeren en waarmee de belangrijkste karakteristieken van ZVVB in de vloeibare fase voorspeld kunnen worden. Eisen zijn geformuleerd om ZVVB te ontwerpen en te karakteriseren; de voorwaarden voor het kunnen optimaliseren zijn beschreven.

ZVVB werd ook in de verharde toestand beproefd. Een samenvatting van de literatuur beschrijft mechanische eigenschappen van conventioneel en zelfverdichtend beton gewapend met staalvezels en het effect van de oriëntatie en de verdeling van de vezels.

Buigproeven zijn uitgevoerd op zeventien geoptimaliseerde mengsels die uit de studies naar eigenschappen in de vloeibare fase gekozen zijn. De verschillen tussen deze mengsels waren de sterkteklasse, het type en de hoeveelheid staalvezels en de manier van het storten van de proefstukken. De variatie in de maximale buigtreksterkte was kleiner dan 12%, wat duidelijk lager is dan hetgeen voor staalvezelversterkt beton (SVB) gevonden wordt. De vergelijking van het buiggedrag van ZVVB en SVB liet duidelijke verschillen met betrekking tot de prestatie en de variatie in het testresultaat zien: ZVVB presteerde veel beter. Twee aanvullende studies werden verricht om de oorsprong van de verschillen te achterhalen. Ten eerste zijn de oriëntatiegetallen van vezels in de dwarsdoorsneden van de balkjes bepaald door middel van beeldanalyse. De vezels in ZVVB waren meer in de stroomrichting georiënteerd. Ten tweede liet een vergelijking van het uittrekgedrag van enkele vezels uit ZVB en conventioneel beton zien dat in de meeste gevallen hogere uittrekkrachten voor ZVB behaald werden. De uittrekproef met een enkele vezel geeft misschien een betere indruk van het werkelijke gedrag van een vezel in ZVB dan in conventioneel beton. Ingesloten lucht en nabij gelegen vezels beïnvloeden namelijk het gedrag van een enkele vezel in SVB meer dan in ZVVB.

Een inverse analyse van de balkproefjes is uitgevoerd met de 'multi-layer procedure' van Hordijk. Op basis van de experimentele resultaten van de buigproeven is een gecombineerd spanning-rek/spanning-scheuropening model voor ZVVB onder trek ontwikkeld. Het model is gekalibreerd met resultaten van vijftien mengsels waaraan staalvezels met eindhaakjes toegevoegd zijn. Het voorgestelde spanning-rek/spanning-scheuropening model maakt onderscheid tussen drie verschillende trekgebieden: de elastische en de gereduceerd elastische rek gebieden en een dalende tak. Het verschil tussen de resultaten van simulaties met het gecombineerde model en experimentele resultaten is gemiddeld kleiner dan 8%.

Drie toepassingen met ZVVB zijn besproken: damwanden, tunnelsegmenten en grote balken. In deze studies lag de nadruk op onderzoek naar de oriëntatie en de verdeling van de staalvezels. Verschillende methodes zijn toegepast om de oriëntatie te kwantificeren. ZVVB kan als een inhomogeen materiaal beschouwd worden; de vezels zijn zelden in alle richtingen gelijk georiënteerd. De voorkeursoriëntatie van de vezels kan een voordeel zijn, maar kan ook als minpunt van ZVVB gezien worden. De studies op damwanden en tunnelsegmenten toonden aan dat toepassingen met ZVVB economisch kunnen zijn, producten met interessante eigenschappen mogelijk maken en innovatieve oplossingen kunnen

zijn. Het productieproces is een belangrijke factor die de prestatie van ZVVB beïnvloedt.

*P. Schumacher, TU Delft, 2006*

### *Rotatiecapaciteit van zelfverdichtend staalvezelbeton*

#### **Samenvatting**

Het gebruik van niet-lineaire modellen inclusief de plasticiteitstheorie kan kostenbesparingen opleveren door een reductie in de benodigde hoeveelheid beton of staal. Indien deze modellen gebruikt worden moet gegarandeerd worden dat de vervormingscapaciteit die door de constructie geleverd kan worden groter is dan degene die voor herverdeling nodig is. Het toevoegen van vezels aan beton vergroot de taaigheid van dit materiaal onder druk en onder trek. Dit zou er op kunnen duiden dat het ook de rotatiecapaciteit van plastische scharnieren in gewapend betonnen constructiedelen verbetert. Dit onderzoeksproject heeft als doel om kennis te vergaren over de invloed van het toevoegen van vezels op de rotatiecapaciteit van plastische scharnieren in zelfverdichtend beton. De rotatiecapaciteit is gedefinieerd als de rotatie bij maximale last verminderd met de rotatie bij het begin van vloeien van het staal. Het doel van dit onderzoek werd stapsgewijze benaderd door de invloed van het toevoegen van vezels aan zelfverdichtend beton op het gedrag bij druk, trek en aanhechting te onderzoeken.

De resultaten van deze onderzoeken werden gebruikt om het effect van staalvezels op de rotatiecapaciteit van betonnen constructiedelen te berekenen.

Hoofdstuk 2 levert een samenvatting en evaluatie van beschikbare kennis op het gebied van rotatiecapaciteit in gewapend betonnen constructiedelen en van de invloed van staalvezels op de rotatiecapaciteit van constructiedelen in het algemeen en voor tunnelsegmenten in het bijzonder.

In hoofdstuk 3 wordt het Compressive Damage Zone (CDZ) model uitgebreid naar zelfverdichtend staalvezelbeton. Daarvoor werd een uitgebreide testserie gedaan op ongewapende en staalvezelversterkte zelfverdichtende betonnen prisma's. De testvariabelen waren de vezelhoeveelheid, de vezelslankheid, de vezellengte, de betondruksterkte en de excentriciteit van de last. De betondruksterkte was onafhankelijk van de hoeveelheid staalvezels die in dit onderzoek gebruikt werden. De taaigheid van beton onder druk werd groter door de toevoeging van vezels. Deze vergroting is in het gemodificeerde model geïntroduceerd als een functie van de vezelhoeveelheid, de vezelgeometrie en de excentriciteit van de last.

In hoofdstuk 4 worden modellen uit de literatuur die het gedrag van staalvezelbeton onder trek beschrijven, gepresenteerd en geëvalueerd. Bijzondere aandacht wordt besteed aan het feit dat de trekeigenschappen richtingsafhankelijk zijn vanwege een variërende vezeloriëntatie. In dit proefschrift worden daarom de trekeigenschappen van staalvezelbeton langs de as van een constructiedeel en de gemiddelde trekeigenschappen haaks daarop apart in rekening gebracht. De trekeigenschappen in langsricting staan voor het trekgedrag in de scheuren, terwijl het gemiddelde van de trekeigenschappen haaks er op het trekgedrag voor het berekenen van de omsnoeringswerking van beton rond om een wapeningsstaaf beschrijft. Het model van Kützing (2000) werd gemodificeerd en gebruikt in de verdere studieonderdelen.

Het aanhechtgedrag van geribde wapeningsstaven in beton wordt in hoofdstuk 5 beschreven. Uittrekproeven werden gedaan op staven ( $d_s = 10$  mm) in een zelfverdichtende normale sterkte beton zonder vezels en met  $60$  kg/m<sup>3</sup> staalvezels met eindhaken ( $l_f = 30$  mm,  $l_f/d_f = 80$ ) en variërende betondekking ( $c = 15$  tot  $95$  mm). Een niet-lineaire eindige elementen analyse toonde aan dat de

omsnoeringswerking door toevoeging van staalvezels vergroot wordt, ook al zijn er geen vezels aanwezig in de dekking. Anders dan bij gewapend beton kan de bijdrage van het beton aan de krachtoverdracht in de scheuren bij het modelleren van staalvezelbeton niet verwaarloosd worden. Na modificatie van sommige input parameters en toevoegen van de bijdrage van de vezels aan de krachtoverdracht in een scheur werd het analytische aanhechtmodel van Den Uijl & Bigaj (1996) gebruikt om het aanhechtgedrag van zelfverdichtend staalvezelbeton met tevredenstellende overeenstemming van experimenten en simulaties te beschrijven. Door de scheuroverbruggende werking van de vezels wordt de treksterkte in staalvezelbeton over een kortere inleidingslengte opgebouwd dan in vezelvrij beton. Daarom zijn de scheurafstanden en de scheurwijdtes in staalvezelbeton kleiner vergeleken met vezelvrij beton en een staalvezelbetonstaaf gedraagt zich stijver dan een een vezelvrije. In een gewapend betonnen constructiedeel zonder vezels lokaliseren de vervormingen in verscheidene scheuren. In gewapende constructiedelen met staalvezels kan het echter gebeuren dat de vervormingen in een enkele scheur lokaliseren omdat het ontstevigende gedrag van het staalvezelbeton het verstevigende gedrag van het gewapend beton kan domineren en er op die manier makkelijker lokalisatie kan optreden. De spreiding van de materiaaleigenschappen van het staalvezelbeton draagt hier ook aan bij. Omdat de eerste scheur in de zwakste doorsnede ontstaat, is het minder waarschijnlijk dat het staal in de naburige scheuren de vloeispanning bereikt, hetgeen weer tot grotere scheurwijdtes zou leiden. Om het fenomeen van lokalisatie van de vervormingen in een grote scheur te onderzoeken, werd een parameterstudie uitgevoerd. De verstevigingsverhouding van een trekstaaf was daarin evenredig aan de verstevigingsverhouding van het wapeningsstaal en omgekeerd evenredig aan de hoeveelheid staalvezels.

De uitkomsten van hoofdstuk 3 tot 5 werden vervolgens gebruikt als input voor het model voor rotatiecapaciteit dat in hoofdstuk 6 gepresenteerd wordt. Het experimentele programma bestond uit vier proeven op balken ( $h = 300$  mm,  $b = 150$  mm,  $l_0 = 3000$  mm), die in het midden tot bezwijken van het staal of het beton belast werden. De balken waren gewapend met twee wapeningsstaven ( $d_s = 10$  mm). De testvariabelen waren vezelgehalte en normaaldrukkracht. In de experimenten leidde het toevoegen van staalvezels in combinatie met de toegepaste hoeveelheid wapeningsstaven tot een vergroting van het maximale moment met circa 10% en tot scheuren maar niet afspatten in de betondrukzone. De proefstukken met vezels hadden een kleinere rotatiecapaciteit dan degenen zonder vezels. Zoals in hoofdstuk 5 uitgelegd, wordt deze afname in vervormingsvermogen, die zowel in de experimenten als ook in de berekeningen terug te vinden was, verklaard met de lokalisatie van de vervormingen in één grote scheur in het geval van zelfverdichtend staalvezelbeton in plaats van verscheidene grote scheuren zoals bij de zelfverdichtend betonnen proefstukken. Dit was een belangrijk resultaat. De afname in totale vervorming kan gevaarlijk zijn indien het leidt tot bros bezwijken en moet daarom in gedachten gehouden worden in een elastisch ontwerp met herverdeling van krachten of in het plastisch ontwerpen van betonconstructies.

In sommige gevallen kan het wenselijk zijn om het complete gedrag inclusief de dalende tak van een moment-rotatiecurve in beschouwing te nemen. In die gevallen is de rotatie net voor bezwijken minus de rotatie bij begin van staalvloeien van belang. In de balkproeven en in de berekeningen was dit verschil kleiner voor de vezelbeton proefstukken dan voor de vezelvrije vanwege de lokalisatie van de vervormingen in één scheur in het geval van staalbezwijken, maar iets groter in het geval van betonbezwijken vanwege de vergrote taaigheid van beton onder druk.



Hoofdstuk 7 geeft de resultaten van een parameterstudie weer. De uitkomsten komen overeen met de trends die al in hoofdstuk 6 beschreven werden. Hoofdstuk 8 geeft de conclusies van dit onderzoek met algemene aanbevelingen en een indicatie voor praktische toepassingen van de ontwikkelde theorie.

*Ivan Markovic, TU Delft, 2006*

*Hoogwaardig Hybride-Vezelbeton: Ontwikkeling en toepassingen*

### **Samenvatting**

Hoewel beton het meest gebruikte bouw materiaal ter wereld is, bezit dit materiaal een groot nadeel: de weerstand tegen drukspanningen is redelijk hoog, maar de weerstand tegen trekspanningen is zeer laag. Indien onderworpen aan de trekbelasting, begint beton al onder zeer lage belasting te scheuren, wat verder betekent dat beton een lage treksterkte bezit.

Bovendien, zodra het beton eenmaal gescheurd is, worden de scheuren snel wijder en breiden zich snel uit: dit betekent dat de zogenoemde "taaiheid" of "ductiliteit" van het beton laag is. Het probleem van lage treksterkte en ductiliteit wordt in de praktijk opgelost door het toepassen van wapening in betonconstructies. Een andere mogelijkheid is het toepassen van verschillende soorten vezels in beton, zoals staal- of synthetische vezels: dit materiaal wordt dan "vezelbeton" genoemd. Veel verschillende types vezelbeton zijn ontwikkeld in het verleden. Toch is in de meeste gevallen de toegevoegde waarde van vezels laag: in vergelijking met ongewapend beton werd meestal verbetering van de treksterkte geregistreerd, alleen was de ductiliteit iets hoger.

In het kader van het onderzoeksproject dat in dit proefschrift gepresenteerd wordt, is een innovatieve betonsoort ontwikkeld, waarbij zowel de treksterkte als ook de ductiliteit verbeterd zijn: het Hybride-Vezelbeton of het HVB (in het Engels "Hybrid-Fibre Concrete"-HFC). De uitdrukking "Hybride" wordt hier gebruikt om te benadrukken, dat het om de "hybridisatie" van de vezels gaat: korte en lange staalvezels zijn samen gebruikt in één betonmengsel. Dit staat in tegenstelling tot conventioneel vezelbeton, waarbij het gebruikelijk is om slechts één soort vezel te gebruiken.

Het hoofddoel van het gelijktijdige gebruik van verschillende soorten vezels is om aan de ene kant de treksterkte door korte vezeltjes te vergroten, en aan de andere kant de ductiliteit door middel van lange vezels te verbeteren. In het hier onderzochte HVB, zijn korte recht staalvezeltjes (vezellengte = 6-13 mm) gecombineerd met lange gehaakte staalvezels (vezellengte = 30-60 mm).

Alle belangrijke aspecten nodig voor een volledige ontwikkeling en toepassing van Hybride-Vezelbeton zijn geanalyseerd in dit onderzoeksproject. Meer dan 15 mengsels, met verschillende typen en hoeveelheden staalvezels zijn ontwikkeld en beproefd, zowel in de verse toestand (verwerkbaarheid), als ook in de verharde toestand (zuivere trekproeven, buigproeven, uittrekproeven van individuele vezels en drukproeven). Een nieuw analytisch model voor de overbrugging van scheuren door vezels is ontwikkeld en met succes toegepast voor HVB.

Ten slotte, het toepassen van HVB in de praktijk werd geanalyseerd, inclusief een case-study waarin de toepassing van HVB voor voorgespannen betonnen liggers met grote overspanningen onderzocht is.

In het begin van dit project zijn uittrekproeven aan individuele vezels uitgevoerd. Lange gehaakte vezels zijn uit beton uitgetrokken, waarbij de volgende parameters gevarieerd zijn: de water-bindmiddel verhouding, de hoeveelheid korte vezels en de korrelgradering van de toeslag. Vezels, met orientatie evenwijdig, als ook onder een hoek ten opzichte van de uittrekkraft, zijn beproefd. De maximale uittrekkraft in de vezels neemt toe, indien de waterbindmiddel verhouding lager wordt, en indien de hoeveelheid korte vezels in beton toeneemt. De vezels die onder de hoeken van

15° en 30° ten opzichte van de uittrekkkracht staan, geven een ca. 20 % beter uittrekgedrag, vergeleken met vezels die evenwijdig ten opzichte van de uittrekkkracht georiënteerd zijn.

De mengselsamenstelling van HVB is één van de belangrijkste factoren ten aanzien van de mechanische eigenschappen. Eén van de hoofddoelen van dit onderzoek was om zelfverdichtende HVB mengsels te produceren. De twee meest belangrijke voorwaarden van zulke mengsels, zijn de vloeibaarheid en de stabiliteit. De vloeibaarheid kan garanderen dat de oriëntatie van de vezels altijd hetzelfde blijft, indien dezelfde manier van beton storten toegepast wordt. De stabiliteit van het mengsel kan garanderen dat het aantal vezels in elk onderdeel van een constructief element gelijk blijft, d.w.z. dat er geen segregatie of clustering van vezels plaatsvindt. De zelfverdichtende eigenschappen van HVB zijn dus momenteel de beste mogelijke garantie met betrekking tot de kwaliteit van de uit het HVB geproduceerde constructieve elementen.

Het optimaliseren van mengsels is in een aantal stappen uitgevoerd. De optimale korrelgradering en hoeveelheid toeslag zijn eerst bepaald, door middel van het concept van pakking van droge toeslag en pakking van droge toeslag en vezels samen. Het zogenoemde "Compressible Packing Model" [De Larrard, 1999] werd hierbij toegepast. De optimale hoeveelheid cement werd gerelateerd aan het toegepaste type en de hoeveelheid vezels, door middel van experimentele metingen van de verwerkbaarheid. Op basis van deze metingen, werd een analytisch model ontwikkeld, dat het toegepaste type en de hoeveelheid vezels met de optimale hoeveelheid cement relateert, zodat de HVB mengsels zelfverdichtend zijn. Een constant waterbindmiddel verhouding van 0.2 is toegepast voor de meeste mengsels. De druksterkte van het ontwikkelde HVB lag tussen 100 MPa en 130 MPa.

Na de optimalisatie van de mengsels, zijn de buigproeven en zuivere trekproeven op HVB's met verschillende vezelcombinaties uitgevoerd. In beide soorten proeven werd bijzondere aandacht aan de productie van proefstukken gegeven: een bijzondere manier van het storten van HVB werd ontwikkeld, met als doel het bereiken van een zo goed mogelijke oriëntatie van de vezels, d.w.z. een zo goed mogelijk trekgedrag. Bovendien zijn alle proefstukken altijd op dezelfde manier gestort, met de bedoeling een zo laag mogelijke spreiding van de proefresultaten te krijgen.

Buigproeven zijn uitgevoerd als driepuntsbuigproeven op balken met een kerf in het midden. In de proeven zijn zeer hoge buigtreksterkten voor HVB gevonden: bij voorbeeld ca. 40 MPa voor een hybride-vezelbeton met in totaal 2 vol.-% korte en lange vezels. Ter vergelijking, beton met eveneens 2 vol.-%, maar dan alleen korte vezels, had een buigtreksterkte van ca. 25 MPa.

Zuivere trekproeven zijn uitgevoerd op proefstukken met de zogenoemde "dog-bone" vorm, waarbij de meeste geen kerf hadden. De maximale bereikte treksterkte was ca. 10 - 12 MPa voor hybride-vezelbeton met 2 vol.-% vezels, en ca. 15 MPa voor beton met 3 vol.-% van uitsluitend korte vezels.

Een van de meest belangrijke conclusies uit beide soorten proeven, is dat de korte vezeltjes efficiënt voornamelijk de kleine microscheurtjes overbruggen, die zich in de initiële fasen van de trekbelasting ontwikkelen, terwijl lange vezels voornamelijk actief zijn in het overbruggen van grotere scheuren (macroscheuren), die als resultaat van het uitbreiden en verspreiden van de microscheuren ontstaan. In het algemeen wordt dus de treksterkte door de korte vezeltjes, en de ductiliteit door de lange vezels verhoogd. Bovendien, in alle beproefde HVB's neemt de trekbelasting

toe, ook nadat de eerste scheur gevormd is. Dit verschijnsel is bekend als de “strain hardening” en daardoor wordt een gunstig nascheur gedrag van HVB gegarandeerd.

Uiteindelijk, in de initiële fasen van de trekproeven op HVB werd ook het verschijnsel dat bekend staat als de “multiple cracking” geobserveerd: in plaats van het ontstaan van één enkele scheur, ontstaan er heel veel kleine microscheurtjes. Dit kan een groot voordeel van HVB zijn met betrekking tot de duurzaamheid. Na het uitvoeren van de proeven zijn het aantal en de oriëntatie van vezels in de proefstukken bepaald door middel van handmatige en optische methoden. Geconcludeerd werd, dat de oriëntatie van de lange vezels iets beter was dan die van de korte vezels: in de buigbalken was de gemiddelde oriëntatiehoek van de lange vezels ca. 30°, en van de korte ca. 50°. Hoe kleiner het proefstuk is, des te beter wordt de oriëntatiehoek. De vervormbaarheid van de haakjes van de lange vezels is ook geanalyseerd: het aantal lange vezels met vervormde haakjes is groter (en daardoor ook de totale trekcapaciteit van HVB) indien er meer korte vezels in het beton aanwezig zijn.

“Synergie” is een verschijnsel waarbij twee mechanismen die samen werken een beter resultaat bereiken, in vergelijking met het resultaat dat ze onafhankelijk van elkaar zouden bereiken. De synergie werd in HVB geobserveerd: het buiggedrag en het zuivere trekgedrag van HVB waren beter dan buiggedrag en zuiver trekgedrag van betons met alleen korte of alleen lange vezels (die als referentie gebruikt zijn).

Nadat de zuivere trekproeven uitgevoerd waren, is het zuivere trekgedrag geanalyseerd en tot in detail gemodelleerd. Het gehele trekgedrag van HVB werd volgens [Van Mier, 2004] verdeeld in 4 fasen, te weten: elastisch gedrag, de vorming van microscheuren, het groeien van macroscheur en het overbruggen van macroscheur door vezels. Een bestaand analytisch model [Tijptobroto & Hansen, 1992], werd gebruikt om de vorming van microscheuren en “multiple cracking” te modelleren. Een nieuw analytisch model werd ontwikkeld voor de modellering van het overbruggen van macroscheur door vezels (de zogenoemde “tensile softening” fase). Dit analytische model is gebaseerd op het aantal vezels die de scheur overbruggen en op hun individuele uittrekgedrag. Het uit de proeven verkregen trekgedrag van HVB in de “tensile softening” fase, kon met succes gemodelleerd worden door middel van dit analytische model. De synergie van de korte en de lange vezels volgt ook uit dit analytische model.

Aan het einde, in het laatste hoofdstuk van dit proefschrift, zijn de toepassingen van Hybride- Vezelbeton in de praktijk geanalyseerd. Het gebruik van HVB voornamelijk in de sector van prefab-industrie werd aanbevolen, aangezien de noodzakelijke strenge eisen met betrekking tot de kwaliteit van producten. Een volledige procedure om de mechanische eigenschappen van HVB op materiaalniveau te verbinden met het gedrag van HVB op constructieniveau is voorgesteld, met bijzondere aandacht voor het spanning-rek diagram van HVB onder trek. Ten slotte zijn drie verschillende voorgespannen balken met grote overspanningen ontworpen in HVB, en vergeleken met balken van dezelfde overspanning in beton C55/65. De parameters die vergeleken zijn, waren het eigengewicht van de balken en de hoeveelheden staal- en voorspanwapening. De HVB balken zijn ca. 2.5 tot zelfs 4 keer lichter dan de balken in C55/65, en bovendien is in de HVB balken geen passieve staalwapening nodig. Op deze manier worden de hoge materiaalkosten van HVB volledig gecompenseerd. Naar verwachting is ook de duurzaamheid van HVB veel beter dan die van gewoon beton, wat verder kan resulteren in lagere onderhoudskosten van constructies en attractieve toepassingsmogelijkheden.

*E.S. Lappa, TU Delft, 2007*

*Hoge sterkte staalvezelbeton – materiaalgedrag (buiging) onder statische belasting en vermoeiing*

### **Samenvatting**

Gedurende de afgelopen jaren zijn een groot aantal vezelbetonsoorten met hoge en zeer hoge sterkte ontwikkeld. De hoeveelheid praktische toepassingen van dergelijke materialen stijgt continu, en daarmee ook de vraag naar geschikte materiaalmodellen en richtlijnen. Gezien het feit dat deze materialen op het eerste gezicht zeer geschikt zijn voor toepassing in constructies die aan vermoeiingsbelasting zijn blootgesteld, zoals brugdekken, is inzicht in het materiaalgedrag op buiging, zowel onder statische als onder dynamische belasting, van belang.

Om het materiaalgedrag van hoge en zeer hoge sterkte beton op buiging te evalueren, is experimenteel en analytisch onderzoek uitgevoerd. Hiertoe werden mengsels gekozen, die garant stonden voor een breed spectrum aan materiaaleigenschappen. Dit betrof de mengselsamenstelling, de karakteristieken van de staalvezels en de druk-, trek- en buigtreksterkte. Uitgegaan werd van vier mengsels: twee vezelbetonmengsels met een druksterkte van 200 MPa, en twee vezelbetonmengsels met een druksterkte van 120 MPa. De twee mengsels met de hoogste sterkte bevatten een “grove” toeslag, met een maximale korrelafmeting van 7, respectievelijk 8 mm, en waren voorzien van 2,5 vol.% vezels. Een daarvan, genaamd BSI/CERACEM, is een product uit de industrie, dat reeds voor diverse praktische toepassingen is gebruikt. De andere, aangeduid met de afkorting “UHPC” is ontwikkeld door de Universiteit Karlsruhe, Duitsland. Met deze universiteit bestond een samenwerkingsverband in de vorm van een gezamenlijk onderzoek naar het vermoeiingsgedrag en de duurzaamheid. De twee andere betonmengsels bevatten geen “grof” toeslagmateriaal: de maximale korreldiameter was 0,5, respectievelijk 2 mm. De vezelpercentages waren 1,5 en 1,6 vol.%. Een van deze mengsels, genaamd “hybrid HSFRC” bevatte twee soorten vezels: 0,5% 13 mm lange gladde vezels en 1% 60 mm lange vezels met eindverankering in de vorm van haakjes. De korte vezels remmen de uitbreiding van microscheuren, waardoor de treksterkte toeneemt, en de lange vezels werken de opening van de macroscheuren tegen, waardoor de vervormbaarheid toeneemt. Het andere mengsel, de HSFRC, bevatte slechts vezels met een lengte van 13 mm: dit mengsel was het best verwerkbaar.

Voor de beschreven mengsels werd een serie experimenten opgezet, waarin het gedrag op buiging werd onderzocht, zowel onder statische als onder vermoeiingsbelasting. De meest gebruikte testmethode was een vierpuntsbuigproef op 125/125/1000 mm balkjes zonder kerf. De overspanning van de balkjes was 750 mm. De afstand tussen de lasten was steeds 250 mm.

Voor de mengsels BSI/CERACEM, HSFRC en hybrid HSFRC werd eerst een serie proeven onder statische belasting uitgevoerd, gevolgd door proeven onder wisselende belasting met verschillende belastingniveaus. Uit deze vermoeiingsproeven werden Wöhlerlijnen (SN lijnen) afgeleid, gangbaar in voorschriften. Een belangrijk aspect van het onderzoek was de vezeloriëntatie. Hierbij werd gebruik gemaakt van digitale beeldanalyses van foto's van een balkdoorsnede direct naast het scheurvlak.

De proeven op het UHPC mengsel, onder statische en vermoeiingsbelasting, werden alleen uitgevoerd in het kader van het gezamenlijke onderzoek met de TU

Karlsruhe naar de combinatie duurzaamheid en vermoeiing. Verder werden nog extra proeven uitgevoerd op balkjes gemaakt met het HSFRC mengsel. Dit betrof drie- en vierpunts buigproeven op gekerfde balkjes en trekproeven. Met deze proeven was een complete evaluatie van het materiaalgedrag van het HSFRC mengsel mogelijk.

Alle betonsoorten, afgezien van het UHPC mengsels, vertoonden een zeer ductiel gedrag, zowel op buiging als op zuivere trek, wat een zeer belangrijk kenmerk is van dit soort materialen. Het HSFRC mengsel, dat het best verwerkbaar was, had de laagste spreiding in materiaalgedrag, zowel onder statische als onder vermoeiingsbelasting. Dit geeft aan dat er een relatie is tussen het gedrag in de vloeibare fase en het gedrag in de verharde toestand.

Verder bleek dat een toename van de sterkte niet hoeft te leiden tot een verbetering van het vermoeiingsgedrag (BSI/CERACEM versus HSFRC). Uit de bepaling van de vezeloriëntatie bleek dat er een directe relatie is tussen het aantal vezels in de kritische doorsnede en de buigtreksterkte. Dit gold echter niet voor de vermoeiingssterkte. Dit toont aan dat meer parameters voor het vermoeiingsgedrag verantwoordelijk zijn dan de vezeloriëntatie alleen. In ongewapend conventioneel beton is de krachtverplaatsingsrelatie onder statische belasting de omhullende voor de verplaatsingen onder vermoeiingsbelasting. Dit werd niet bevestigd door de proeven op hoge sterkte vezelbeton in dit onderzoek. Verder bleek dat alleen het HSFRC mengsel een beter vermoeiingsgedrag toonde dan traditioneel beton. De andere twee mengsels toonden een gedrag dat vergelijkbaar is met dat van gewoon beton. Duidelijk werd dat een goede verwerkbaarheid de spreiding in vermoeiingsresultaten vermindert.

Door een betere vezeloriëntatie wordt het vermoeiingsgedrag beter. Tenslotte is een algemene conclusie van dit onderzoek dat een ontwerp tegen vermoeiing in overeenstemming met de gangbare voorschriften voor conventioneel beton ook geschikt is voor vezelbeton met hoge en zeer hoge sterkte.

De uit de experimenten gevonden resultaten werden met een analytisch rekenmodel bevestigd. Hierbij werd uitgegaan van een laagjesmodel (multilayermodel), dat geschikt is voor het narekenen van het buiggedrag van de balkjes in dit onderzoek. De inputparameters waren gebaseerd op éénassige trekproeven. Voor de mengsels BSI/CERACEM en hybrid HSFRC waren resultaten van trekproeven van andere onderzoekers beschikbaar. De trekproeven op het HSFC mengsel werden in dit onderzoek uitgevoerd. De resultaten van de trekproeven, met meetlengten van 35mm, lieten een goede overeenkomst tussen het experimentele en het berekende buiggedrag zien. Het model geeft de beste resultaten voor balkjes met kerf. Niettemin kan het model ook voor balkjes zonder kerf gebruikt worden, omdat de vervorming zich na het bereiken van de maximale belasting in een enkele scheur lokaliseert. Het model voorspelt de ontwikkeling van de scheurwijdte met behulp van de berekende rek aan de onderzijde van de balk. De doorbuiging bestond uit een lineair en een niet-lineair elastisch gedeelte. Het lineaire deel wordt direct op grond van een evenwichtsbeschouwing afgeleid. Het niet-lineaire deel volgt uit een beschouwing van het kinematische gedrag. De vervorming is hierbij afhankelijk van een variabele rotatiehoogte, die proportioneel is met de scheurlengte. In het geval van balkjes zonder kerf moet in overeenstemming met de proefresultaten een constante rotatiehoogte tijdens het verstevigingsgedrag vastgelegd worden.

Tenslotte werd het laagjesmodel aangepast om ook het gedrag onder vermoeiing te beschrijven. Hiertoe werd een geschikte inputrelatie voorgesteld, waarbij stijfheid en sterkte afnemen met toenemend aantal lastwisselingen. Met deze benadering zijn

alle drie stadia van de vermoeiingsvervormingen in het model zichtbaar. Het vermoeiingsmodel werd alleen getoetst op het HSFRC mengsel, maar de resultaten zijn ook toepasbaar op de andere mengsels, omdat het niveau van de vermoeiingsbelasting in relatie tot de met het laagjesmodel berekende statische belasting hetzelfde was. Met deze input werd het vermoeiingsgedrag van de balkjes met kerf beter beschreven dan die zonder kerf. De berekende en gemeten rekverdelingen komen goed met elkaar overeen. Het ontwikkelde model kan eenvoudig worden geïmplementeerd in bestaande elementenprogramma's. Op deze manier kan ook het vermoeiingsgedrag van constructies worden geanalyseerd.

## B Overzicht internationale normen en richtlijnen

De meest belangrijke internationale documenten over VV(Z)HSB worden hieronder vermeld en en aantal wordt in dit bijlage nader besproken:

- AFGC GT BFFUP, 2003, "Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Additional Informations for Interim Recommendations, Extracts of BAEL 91 limit state reinforced concrete rules, 1999 revision, and BPEL 91 limit state prestressed concrete rules, 1999 revision", AFGC Association Française de Génie Civil
- AFGC GT BFFUP, 2002, "Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations", AFGC Association Française de Génie Civil
- JSCE, 2008, "Recommendation for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks", JSCE Japan Society of Civil Engineers, Concrete Engineering Series 82, JSEC
- JSCE, 2006, Recommendation for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structures (Draft), JSCE Japan Society of Civil Engineers Guidelines for Concrete, 2006, No. 9. Concrete Library 113, JSEC
- JCI, 1984, "Method of tests for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete", JCI Standard SF-4, JCI Standards for test methods of fiber reinforced concrete, Japan Concrete Institute.
- CNR, 2007, "Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures", CNR Italian National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, CNR-DT 204/2006
- UNI 11188, 2004, "Design, Production and Control of Steel Fiber Reinforced Structural Elements".
- UNI 11039, 2003, "Concrete reinforced with steel fibers; (1a) Part I: Definitions, classification and designation; (1b) Part II: Test method to determine first cracking strength and ductility indexes"
- DAfStb UA SFB N 0146, 2010, DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (Draft March 2010) – DIN 1045, Annex parts 1-4, DAfStb
- *fib* Model Code 2010, 2011, Chapter 5.6 "", *fib* International Federation for Structural Concrete
- *fib* Model Code 2010, 2011, Chapter 7.7 "", *fib* International Federation for Structural Concrete
- *fib*, "Design recommendations for UHPFRC Ultra High Performce Fibre Reinforced Concrete", *fib* International Federation for Structural Concrete (Fédération Internationale du Béton), Lausanne, in progress, to be published 2012-2013
- CUR, 2007, Staalvezelbeton bedrijfsvloeren op palen – Dimensionering en uitvoering. CUR-Aanbeveling 111, CUR
- CUR, 2000, Ontwerpen van elastisch ondersteunde betonvloeren en verhardingen. CUR-Aanbeveling 36 (tweede, herziene uitgave), CUR
- Swedish Concrete Association, 1997, "Steel-fibre concrete-recommendations for construction, performance and testing", Concrete Report no. 4, 2 ed, SCA
- Swedish Concrete Association, 2008, "Industrial concrete floors", Concrete Report no. 13, SCA
- NZS 3101:2006 Concrete Structures Standard, Wellington, New Zealand
- RILEM, 2002, "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Design of steel fiber reinforced concrete using the  $\sigma$ -w method: principles and applications", RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 35: 262-278;



- RILEM, 2001, "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete: uniaxial tension test for steel fiber reinforced concrete", RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 34: 3-6;
- RILEM, 2000, "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete: beam test", RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 33: 3-5;
- RILEM, 2000, "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete.  $\sigma$ - $\epsilon$  Design Method", RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, 33: 75-81;
- ACI Committee 544, 1999, "Measurement of properties of Fiber Reinforced Concrete", ACI 544.2R-98, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;
- ACI Committee 544, 1996, "Design considerations for steel Fiber Reinforced Concrete", ACI 544.4R-88, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;
- ACI Committee 544, 1996, "State of the art Report on Fiber Reinforced Concrete", ACI 544.1R-96, American Concrete Institute, ACI Farmington Hills, MI;

## B1 AFGC Recommendations

- AFGC GT BFFUP, “**Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations**”, AFGC Association Française de Génie Civil, January 2002
- AFGC GT BFFUP, “**Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Additional Informations for Interim Recommendations, Extracts of BAEL 91 limit state reinforced concrete rules, 1999 revision, and BPEL 91 limit state prestressed concrete rules, 1999 revision**”, AFGC Association Française de Génie Civil, March 2003

### GENERAL

The AFGC Interim Recommendations on Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete provide a first benchmark document for reliable use of UHPFRC in civil engineering and construction. The AFGC Interim Recommendations on Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete build up on AFREM – BFM “Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. Eléments de structures fonctionnant comme des poutres” (December 1995). The Recommendations were drawn up on the basis of information available in the public domain at the time of preparation (1997-2001) and were based on feedback from several significant projects (beams for the Cattenom nuclear cooling tower, Sherbrooke footbridge, Bourg-lès-Valence overpass) and on about ten years’ research. Different kinds of UHPFRC considered were e.g.:

- BSI “Béton Spécial Industriel” (special industrial concrete) developed by Eiffage,
- different kinds of Ductal® concrete, including BPR (reactive powder concrete), resulting from joint research by Bouygues, Lafarge, and Rhodia, and marketed by Lafarge and Bouygues.
- materials being developed in the laboratories of Electricité de France, LCPC, but not yet ready to be marketed.

### DEFINITION OF UHPFRC

Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFC) refers to materials with a cement matrix and a characteristic compressive strength in excess of 150 MPa, possibly attaining 250 MPa, and containing steel fibres in order to achieve ductile behaviour under tension and, if possible, to dispense with the need for passive (non-prestressed) reinforcement. They may also contain polymer fibres.”

### SCOPE OF THE RECOMMENDATIONS

#### Behaviour and mechanical characteristics of UHPFRC

- *Effect of heat treatment*
- *Compressive behaviour*
  - *Compressive strength*
  - *Modulus of elasticity*
- *Tensile behaviour*
  - *Direct tensile strength*
  - *Flexural tensile strength*
  - *Thin slabs*
  - *Thick slabs*

- Beams
- Shells
- *Static modulus of elasticity*
- *Poisson's ratio*
- *Thermal expansion coefficient*
- *Creep - Shrinkage*
- *Impact strength*

#### *Design, mixing, and placement of UHPFRC*

- *General requirements*
- *Mix design*
- *Production of UHPFRC*
- *Transport of UHPFRC*
- *UHPFRC placement*
- *Tests*

#### *Structural design methods*

- *Normal force verifications*
- *Shear force verifications*
- *Design of zones subject to concentrated loads*
- *Verification by experimentation*

#### *Durability of UHPFRC*

- *“Conventional” damage mechanisms and associated durability indicators*
  - *Water porosity*
  - *Oxygen permeability*
  - *Chloride-ion diffusion factor*
  - *Portlandite content*
- *Indicators associated with specific features of UHPFRC*
  - *Stability of admixtures*
  - *Resumption of hydration*
  - *Corrosion of steel fibres*
  - *Durability of polymer fibres*
- *Fire performance of UHPFRC*

#### *Characterization of UHPFRC by testing*

- *Experimental procedure for flexural tensile tests on prisms and analysis method*
- *Characterization of UHPFRC used for thin slabs, using flexural tests*
- *UHPFRC impact strength*
- *Tests required as design testing for the Cattenom nuclear power plant project*

#### *Proposed design safety factors for UHPFRC: the experience of Bourg-lès-Valence*

#### *Characteristics of some UHPFRC mixes*

#### *Portlandite content of different types of concrete*

### IDENTIFIED KNOWLEDGE GAPS

Although UHPFRC is a cement-based material taking advantage of all the most recent methodological tools, it is nonetheless a “young” material to which further more detailed research can be usefully devoted, with respect to both the material itself, its durability, and its use in structures:

#### *Behaviour and mechanical characteristics of UHPFRC*

- *Time-dependent behaviour: data on creep and shrinkage of UHPFRC is relatively limited, and the specific conditions of laboratory tests and the*

*sometimes highly evaluative nature of UHPFRC under early loading result in major imperfections in the current design methods. The beneficial effects of heat treatment do not dispense with the requirement to understand the physical mechanisms involved, in order to ensure appropriate very-long-term behaviour. Thus, both laboratory data and data from monitoring of projects must be gathered, wherever possible, in order to more reliably design prestressed UHPFRC structures.*

#### Structural design methods

- *Shear verification: current uncertainty regarding the possibility of extrapolating to UHPFRC the formulae established for HPC. Properties associated with internal friction are not well captured, particularly because of the absence of experimental data concerning the mobilization of 'meshing' in the verification of compression struts, the distribution of concentrated forces, etc. Improved procedure for shear design is required*
- *Bonding: the validity of the formulae describing the bonding of UHPFRC to active and/or passive reinforcement needs to be verified, especially because the anchorage length in the case of pretensioned prestress is probably very short. There is currently limited data on this aspect and the consequences on design have not been fully investigated.*
- *Energy dissipation: the use of UHPFRC in a structure requiring seismic resistance calls for quantification of the capacity for deformation of a section acting as a hinge and of the damping provided by the concrete, as part of dynamic design calculations. To date none of the experiments carried out enable these questions to be addressed or to qualify UHPFRC in terms of ductility.*
- *Improve design of the connection and stitching of elements in order to ensure performance consistent with that of the concrete components.*

#### Durability of UHPFRC

- *Develop a performance-based approach to durability of UHPFRC*
- *Particular questions relating to durability call for additional studies: stability of hydrates and possible risk of internal chemical reaction, particularly in the case of heat treatment; stability and ageing of admixtures, and possible effect on facing, etc.*
- *Fire resistance: although using synthetic fibres can be a means of combating the risk of spalling as a result of fire, it is nevertheless vital, for a large number of applications—as is the case for all high performance concretes, in fact—to improve understanding of the behaviour of UHPFRC under high temperatures and under more or less violent transient thermal loading, depending on the fire considered.*

#### Design, mixing, and placement of UHPFRC

- *Mixing: for the moment there is clearly a lack of rational information for understanding and optimizing the mixing process, transport, and flow of fresh UHPFRC, and the effect of flow in terms of fibre distribution and orientation, the effect of any vibration, in accordance with the rheology of the matrix, etc. Research on these aspects is under way, and also on development of a tool for checking fibre distribution and orientation. The outcome of this research should make it possible to simplify the methods for UHPFRC characterization and to reduce the coefficients associated with random fibre orientation and the risk of local reinforcement deficiencies.*

## B2 JSCE

- JSCE, **Recommendation for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structures (Draft)**, JSCE Japan Society of Civil Engineers Guidelines for Concrete, 2006, No. 9. Concrete Library 113, JSEC, 2006,

### GENERAL

The Concrete Committee of Japan Society of Civil Engineers has published the research report as “Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures -Draft”. The recommendations prescribe a procedure for examining safety and serviceability performance, which differs from conventional reinforced concrete, in consideration of the resistance to tensile stress of UFC without applying any reinforcing bars. Since UFC has a very dense microstructure, structures using UFC are expected to have high durability. The recommendations determined that the standard lifespan is 100 years under normal environmental conditions and that examinations of many items regarding durability is not necessary. The use of UFC in design and construction following the recommendations enables the structures to have innovative features. The full use of these outstanding material characteristics of UFC in design and construction following the recommendations enables the construction of structures with unprecedented and innovative features, such as lightweight and thin structures, long span bridges and low height beams. Since UFC has a self-compacting ability, the vibration for compaction is not required in casting and molding.

### DEFINITION OF UFC

Ultra high strength fiber reinforced concrete (UFC) is a type of cementitious composite reinforced by fiber with characteristic value of compressive in excess of 150 MPa, the characteristic value tensile strength in excess of 5MPa and the first cracking strength in excess of 4 MPa. The matrix of the UFC is as follows: it should be composed of aggregates, whose maximum particle sizes are less than 2.5 mm, cement, and pozzolans and the water-cement ratio is less than 0.24. It contains reinforcing fibers of more than 2% by volume, whose tensile strength exceeds  $2 \cdot 10^3$  MPa, ranging 10 to 20 mm in length and 0.1 to 0.25 mm in diameter. A concrete with less than 150 MPa in the compressive strength and 5 MPa in the tensile strength is outside the scope of the recommendations, as it requires reinforcing steel and makes the construction non-economical.

If materials outside the conditions above are used, it should be verified that the physical properties of the materials are either equivalent or exceed the values stated in this guide in respect to strength, durability, and efficiency in construction as required for the UFC.

### SCOPE OF THE GUIDELINE

#### Design Basics

- *Design Life of Structure*
- *Basic Principles for Examination of Performance*
- *Safety Factors*

#### Design Values of Materials

- *Strength*
  - *Characteristic Values*

- Compressive Strength
- First Cracking Strength
- Tensile Strength and Tension Softening Characteristics
- Other Types of Strength
- Stress - Strain Curve
  - Compressive Stress-Strain Curve
  - Tensile Stress-Strain Curve
- Young's Modulus
- Poisson's Ratio
- Thermal Characteristics
- Shrinkage
- Creep
- Fatigue Strength

#### Structural Analysis

- Calculating Response Values to Evaluate ULS
- Calculating Response Values to Evaluate Serviceability Limit State

#### Verification of Structural Safety

- Safety Verification for Flexural Moment and Axial Forces
  - Design Capacity of Member Cross Section
  - Details of Structure
- Examination for Safety against Shear
  - Design Shear Force on Linear Members
  - Shear Capacity of Linear Members
  - Design Punching Shear Capacity of Planar Members
  - Design Member Forces of Planar Members Subjected to In-Plane Forces
  - Design Capacity of Planar Members Subjected to In-Plane Forces
- Examination of Safety against Torsion
- Examination of Safety for Rigid Body Stability

#### Verification of Serviceability

- Calculation of Stresses
- Limiting Value of Stresses
- Examination of Tensile Stresses
- Examination of Displacement and Deformation
- Examination of Vibration

#### Verification of Fatigue Resistance

- Examination of Safety for Fatigue
- Design Variable Force and Equivalent Number of Cycles
- Calculation of Stress Caused by Variable Loading
- Fatigue Resistance of Structural Members to Shear

#### General Structural Details

- Concrete Cover
- Clear distance of Reinforcing Steel
- Beveling

#### Prestressed Concrete

- Prestressing Force
- Examination for Serviceability Limit State (SLS)

- *Examination for Flexural Moment and Axial Forces*
- *Examination for Shear and Torsion*
- *Examination for Ultimate Limit State (ULS)*
- *Examination for Fatigue Limit State (FLS)*
- *Examination during Construction*
- *Examination for Durability*
- *Structural Details*
  - *Tendons*
  - *Precast Concrete Members*

#### *Verification of Durability*

- *Examination of Carbonation*
- *Examination of Corrosion of Reinforcing Fibers from Chloride Ion Ingress*
- *Examination of Steel Corrosion from Chloride Ion Ingress*
- *Examination of Freeze-and-Thaw Action*
- *Examination of Chemical Attack*
- *Examination of Alkali-Aggregate Reaction*
- *Examination of Fire Resistance*

#### *Construction*

- *Constituent Materials*
  - *Materials to Use for the Matrix*
  - *Water*
  - *Admixtures*
  - *Reinforcing Fiber*
- *Mix Proportions*
  - *Consistency*
  - *Examination of Strength*
  - *Form for Expressing Mix Proportions*
- *Production*
  - *Storage*
  - *Batching*
  - *Mixing*
- *Transportation*
- *Casting*
- *Finish*
- *Curing*
- *Formwork and Support*
- *Inspection*
  - *Inspection in Receipt of Materials*
  - *Inspection of Production*
  - *Inspection of Construction*
  - *Inspection of Concrete*
  - *Inspection of Products*
  -

#### *Cold Weather Concreting*

- *Materials and Mix Proportions*
- *Transportation and Placement*
- *Curing*

#### *Hot Weather Concreting*

- *Materials and Mix Proportions*

- *Transportation and Placement*
- *Curing*



### B3 JSCE Recommendation (2)

- JSCE, **Recommendation for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks**, JSCE Japan Society of Civil Engineers, Concrete Engineering Series 82, JSEC, 2008

#### GENERAL

As HPFRCC materials can take tensile loading, are able to control cracks in a narrow range and exhibit large tensile deformation and ductility, there is a wide range of possible applications. Some of these include usage as members with reinforcing steel and surface repair materials for concrete structures. This “Recommendations” document provides basic provisions capable of satisfying the performance requirements of structures such as safety, serviceability, recoverability and compatibility to the environment when designing and constructing structures of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks (HPFRCC). The JSCE recommendation for design and construction of HPFRCC cover the following aspects:- Design values for tensile strength, tensile strain and crack width,- Structural performance verification taking into account tensile strength and strain, and- Resistance to environmental loading taking into account crack width.- Methods for uniaxial tensile tests and crack width measurements.

#### DEFINITION OF HPFRCC

HPFRCC is a composite material comprising a cement-based matrix and short reinforcing fibers and is a highly ductile material, exhibiting multiple fine cracks and pseudo strain-hardening characteristics under uniaxial tensile stress. HPFRCC materials dealt with in this “Recommendations” document are those satisfying the following conditions: specimens are prepared with the method specified in the testing method 1, average ultimate tensile strain determined with testing method 2 is more than 0.5 % and average crack width determined with testing method 3 is less than 0.2 mm. HPFRCC is also known as “Strain Hardening Cement-based Composites” (SHCC) due to the tensile strain-hardening properties. “Engineered Cementitious Composites” (ECC) are typical examples of the same type of material.

#### SCOPE OF THE RECOMMENDATION

##### Design Basics

- *Design service life*
- *Principles of performance verification*
- *Safety factors*

##### Material Properties for Design

- *Strength and strain*
  - *Characteristic values*
  - *Tensile yield strength*
  - *Tensile strength*
  - *Ultimate tensile strain*
  - *Compressive strength*
- *Stress-strain curves*
  - *Tensile stress-strain curve*
  - *Compressive stress-strain curve*
- *Young’s modulus*

- *Poisson's ratio*
- *Thermal characteristics*
- *Shrinkage*
- *Creep*
- *Fatigue*
- *Maximum crack width*

#### Structural Analysis

- *Response value calculation for safety verification*
- *Response value calculation for serviceability verification*

#### Safety Verification of Structures

- *Examination of safety against bending moment and axial forces*
  - *Design capacity of member cross section*
  - *Structural details*
- *Examination of safety against shear forces*
  - *Design shear force for linear members*
  - *Design shear capacity of linear members*
  - *Examination of punching shear of planar members*
  - *Design member forces in planar members subjected to in-plane forces*
  - *Design capacity of planar members subjected to in-plane forces*
  - *Design shear transfer capacity*
  - *Structural details*
- *Examination of safety against torsion*
- *Examination of safety against fatigue*
  - *Verification of safety against fatigue*
  - *Design variable force and equivalent number of cycles*
  - *Stress calculation due to variable loads*
  - *Design shear fatigue capacity of members*
- *Examination of safety against rigid body stability*

#### Serviceability Verification of Structures

- *Calculation of stress and strain*
- *Stress limit value*
- *Strain limit value*
- *Examination of tensile strain*
- *Examination of cracking*
  - *Permissible crack width*
  - *Classification of environmental conditions*
  - *Examination of bending cracks*
  - *Examination of shear cracks*
  - *Examination of torsional cracks*
  - *Structural details*
- *Examination of deflection and displacement*
- *Examination of vibration*

#### General Structural Details

- *Concrete cover*
- *Spacing of steel bars*
  - *Development of steel bars*
  - *Development performance*
  - *Critical sections to check development of reinforcement*

- *Development length for reinforcement*
  - *Basic development length*
- *Splices in reinforcement*
  - *Lap splices*
  - *Performance of splices*
- *Construction joint*

#### *Verification for Resistance to Environmental Actions*

- *Verification of steel corrosion due to carbonation*
- *Verification of chloride induced steel corrosion*
- *Verification of freezing and thawing damages*
- *Verification of water-tightness*
- *Verification of resistance to chemical attacks*
- *Verification of alkali-aggregate reactions*
- *Verification of fire resistance*

#### *Concreting Work*

- *Materials*
  - *Materials for matrix*
  - *Water*
  - *Reinforcing fibers*
  - *Admixtures*
- *Mix proportions*
  - *Workability*
  - *Verification of strength and strain*
  - *Representation of mix proportion*
- *Manufacture*
  - *Storage*
  - *Batching*
  - *Mixing*
- *Transportation*
- *Placement*
- *Finishing*
- *Curing*
- *Formwork and shoring*
- *Cold weather concreting*
  - *Materials and mix proportions*
  - *Transportation and placement*
  - *Curing*
- *Hot weather concreting*
  - *Materials and mix proportions*
  - *Transportation and placement*
  - *Curing*
- *Inspection*
  - *Inspection for acceptance of constituent materials of HPFRCC*
  - *Inspection of production*
  - *Inspection for acceptance of HPFRCC*
  - *Inspection for acceptance of reinforcement*
  - *Inspection of construction*
  - *Inspection of structures*

#### *Shotcrete*

- *General*

- *Materials*
  - *Materials for matrix*
  - *Water*
  - *Reinforcing fibers*
  - *Admixtures*
  - *Anchoring*
- *Mix proportions*
  - *Workability*
  - *Verification of strength and strain*
  - *Representation of mix proportions*
- *Manufacturing*
  - *Storage*
  - *Batching*
  - *Mixing*
- *Preparation of concrete surface*
- *Transportation*
- *Spraying*
- *Finishing*
- *Curing*
- *Inspection*
  - *Inspection for acceptance of constituent materials of HPFRCC*
  - *Inspection of construction equipment*
  - *Inspection during manufacturing*
  - *Inspection of shotcrete placement*
  - *Inspection of reinforcement assembly*
  - *Inspection of sprayed HPFRCC*
  - *Inspection of structures after installation of HPFRCC*

#### *Testing and Evaluation Methods*

- *Preparation of specimen for strength tests*
- *Testing method of uniaxial tensile strength*
- *Testing method of crack width of HPFRCC*
- *Testing method of crack width of HPFRCC*

#### *Material properties for design*

- *Characteristic values of HPFRCC products*

#### *Examination of material properties*

- *Evaluation of width of cracks in HPFRCC*
- *Carbonation resistance of HPFRCC*
- *Chloride ion penetrability to HPFRCC*
- *Steel corrosion of cracked regions of HPFRCC*
- *Freeze-thaw resistance of HPFRCC*
- *Fire resistance of HPFRCC*
- *Long-term durability of reinforcing fibers used in HPFRCC*
- *Tensile performance and size effect of HPFRCC*
- *Examination examples of tensile creep characteristics of HPFRCC*
- *Fatigue durability of HPFRCC*
- *Examination of cover in HPFRCC structures*

## B4 CNR Guideline

- CNR, “**Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures**”, CNR Italian National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, CNR-DT 204/2006, Rome, November 2007

### GENERAL

The aim of these Guidelines is to draw up a document for the design, construction and control of FRC structures, in accordance with the Building Codes. The proposed approach is based on that of the limit state design, with the lay out being that of “principles” and “requirements” as set out in the Eurocodes. These Guidelines do not intend to be binding Codes but rather represent an aid for all technicians to filter through the large amount of literature currently available. This document also has an Appendix that deals with several theoretical topics in greater detail, briefly mentioned in the Guidelines, due to their innovative nature, with the aim of making them more well known. Some of the most interesting and relevant examples of FRC applications that belong to the scope covered by this guideline are:

- load-bearing front panels;
- floor slabs;
- convention and segmental tunnel linings;
- beams;
- structural joints (in order to reduce the high percentage of conventional reinforcement);
- thin walled roof elements without conventional diffused reinforcement;
- structures designed to resist either impact or fatigue loadings, such as high pressured vessels and tubes, railway tracks, poles etc.;
- sheltering structures

### DEFINITION OF FRC

Fiber-reinforced concrete (FRC) is a composite material characterised by a cement matrix and discrete fibers (discontinuous). The matrix is made of either concrete or mortar, normal or high performance. The fibers can be either of steel, polymeric, carbon, glass or natural materials. A minimum fiber content of fibers must be guaranteed for the structural uses as specified (e.g. the minimum volume fraction of the fibers for structural applications must not be less than 0.3%).

### SCOPE OF THE GUIDELINE

#### MATERIALS

- *FIBERS*
  - *Length of the fibers*
  - *Equivalent diameter*
  - *Aspect ratio*
  - *Tensile strength of fiber*
  - *Modulus of elasticity*
- *STEEL FIBERS*
- *POLYMERIC AND CARBON FIBERS*
- *MATRIX*

- **FIBER REINFORCED CONCRETE**
  - *Fresh State Properties*
    - *Rheological properties*
    - *Homogeneity of the mix*
    - *Plastic shrinkage*
  - *Mechanical properties hardening state*
    - *Compressive behaviour*
    - *Tensile behaviour*
    - *Stress-strain constitutive law*
    - *Modulus of elasticity*
  - *Physical properties at hardened state*
    - *Drying shrinkage*
    - *Freezing and thawing resistance*
    - *Penetration of aggressive ions*
    - *Carbonation*
    - *Fiber corrosion*
    - *Fire resistance*
- **STEEL**

#### DESIGN BASIC CONCEPTS AND SPECIAL PROBLEMS

- **BASIC REQUIREMENTS**
- **DESIGN SERVICE LIFE**
- **GENERAL RULES FOR DESIGN**
  - *Design values*
  - *Material properties*
  - *Design resistance*
- **CHARACTERISTIC VALUES OF MATERIAL STRENGTH**
- **PARTIAL SAFETY FACTORS**
  - *Partial Safety Factors for materials*
  - *Partial factors  $\gamma_{Rd}$  for the resistance models*
- **DURABILITY REQUIREMENTS**

#### ULTIMATE LIMIT STATES (ULS) VERIFICATION

- **ULS FOR MONO-DIMENSIONAL ELEMENTS**
  - *General*
  - *Bending with axial force*
  - *Shear*
    - *Members without design shear and conventional longitudinal reinforcement*
    - *Members without design shear reinforcement, with conventional longitudinal reinforcement*
    - *Members with shear and longitudinal conventional reinforcement*
    - *Minimum shear reinforcement*
  - *Torsion*
    - *Members without torsional longitudinal and transverse conventional reinforcement*
    - *Members with torsional longitudinal and transverse conventional reinforcement*
- **PLATE ELEMENTS**
  - *Plate elements without conventional reinforcement*
  - *Plate elements with conventional reinforcement*
- **SLAB ELEMENTS**

- *Slab elements without conventional reinforcement*
- *Slab element with conventional reinforcement*

#### SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

- *STRESS VERIFICATION*
- *CRACK WIDTH*
- *MINIMUM REINFORCEMENT FOR CRACK CONTROL*

#### CONSTRUCTION

- *MIX COMPOSITION*
- *DETAILING OF REINFORCEMENT*
- *MINIMUM DIMENSIONS*
  - *Minimum thickness of structural members*
  - *Minimum value of spacing of bars and concrete cover*
- *CASTING*

#### FIRE RESISTANCE

#### PRELIMINARY TESTS AND PRODUCTION CONTROL

- *PRELIMINARY TESTS*
- *PRODUCTION CONTROL FOR TYPE A APPLICATIONS*
- *PRODUCTION CONTROL FOR TYPE B APPLICATIONS*

#### IDENTIFICATION OF THE TENSILE STRENGTH: CONSTITUTIVE PARAMETER

- *SOFTENING BEHAVIOUR MATERIALS SUBJECTED TO TENSION IDENTIFIED THROUGH BENDING TESTS*
  - *Linear elastic model*
  - *Rigid-plastic model*
  - *Notched specimen (according to UNI 11188)*
  - *Unnotched structural specimen (according to standard UNI 11188)*
- *MATERIALS IDENTIFIED WITH TENSION TESTS*
  - *Notched specimen (according to UNI 11039)*
  - *Unnotched specimen*

#### QUALITY CONTROL CRITERIA

- *BENDING TESTS ON SOFTENING BEHAVIOUR MATERIALS*

#### MECHANICAL CHARACTERIZATION TESTS FOR HARDENING MATERIALS

- *TENSION TEST*
  - *Specimen preparation*
  - *Test equipment*
  - *Load application*
- *BENDING TEST*

#### MATERIAL STRENGTH: CALCULATION OF CHARACTERISTIC VALUES FOR STRUCTURAL DESIGN

#### EXPERIMENTAL DETERMINATION OF DAMAGE COEFFICIENTS DUE TO FIRE

## B5 fib Model Code

- *fib* Model Code 2010, Chapter 5.6 “**Fibres/fibre-reinforced concrete**”, *fib* International Federation for Structural Concrete (Fédération Internationale du Béton), Lausanne, 2011
- *fib* Model Code 2010, 2011, Chapter 7.7 “**Verification of safety and serviceability of FRC structures**”, *fib* International Federation for Structural Concrete (Fédération Internationale du Béton), Lausanne, 2011
- *fib*, “**Design recommendations for UHPFRC Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete**”, *fib* International Federation for Structural Concrete (Fédération Internationale du Béton), Lausanne, in progress, to be published 2012-2013

### GENERAL

Within *fib* (Fédération Internationale du Béton), the Special Activity Group 5 prepared a new *fib* Model Code 2010 that aims to update the previous CEB-FIP Model Code 1990. The CEB-FIP Model Code 1990 was published in 1993 and can be considered as the reference document for Eurocode 2. The *fib* Model Code 2010 includes several innovations and addresses new materials for structural design including Fibre Reinforced Concrete (FRC). The Technical Groups *fib* TG 8.3 “Fibre reinforced concrete” and *fib* TG 8.6 “Ultra high performance FRC” proposed recommendations for the *fib* Model Code 2010, including normal and high strength FRC (compressive strength up to app. 120 MPa). For Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC), additional rules may apply.

The purpose was to provide guidance to engineers to properly (and safely) design FRC structural elements both at serviceability (SLS) and ultimate (ULS) limit states, based on the state-of-the-art knowledge on this structural material. The rules have been derived predominantly for Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC). Fibre materials with a Young’s-Modulus which is significantly affected by time and/or thermo-hygrometrical phenomenon are not covered by this Model Code.

The design rules refer to applications, covered in the scope of EC2. They are not intended to be used for slabs on grade, nor for temporary sprayed concrete linings, nor to design applications in which increased resistance to plastic shrinkage, increased resistance to abrasion, or impact are aimed for.

NOTE: Within *fib* (Fédération Internationale du Béton), the Task Group 8.6 prepares design recommendations for UHPFRC Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete. The Task Group will write recommendations for concretes with a strength  $> 120 \text{ N/mm}^2$ , applicable to concrete with fibres of various nature, such as steel, polyacrylic, polypropylene etc. or combinations thereof. The work of Task Group 8.6 will be co-ordinated with the work of *fib* Task Group 8.3 Fibre reinforced concrete that develops guidelines for fibre reinforced concrete in strength classes  $\leq 120 \text{ N/mm}^2$ . Through common members there is also co-ordination with the work of the RILEM Technical Committee on High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites (TC HFC). The format will be as close as possible to the format of the *fib* Model Code 2010 for concrete structures, so that both can be used in a complementary way.

### DEFINITION OF FRC



Fibre-Reinforced Concrete (FRC) is a composite material characterized by a cement matrix and discrete fibres (discontinuous). The matrix is made of either concrete or mortar. Fibres can be made of steel, polymers, carbon, glass or natural materials. FRC is characterized by an enhanced post-cracking tensile residual strength, also defined toughness in the following, due to the capacity of fibers to bridge the crack faces. FRC under consideration can be either regular and high performance material (concrete strength classes  $\leq 120$  MPa).

## SCOPE OF THE GUIDELINE

### Fibres/fibre-reinforced concrete

- *Material properties*
  - *Behaviour in compression*
  - *Behaviour in tension*
- *Classification*
- *Constitutive laws*
  - *Rigid-plastic model*
  - *Linear model*
- *Stress-strain relationship for SLS*
- *Partial safety factors for ULS*
- *Orientation factor*

### Verification of safety and serviceability of FRC structures

- *Classification*
- *Design principles*
- *Verification of safety (ULS)*
  - *Bending and/or axial compression in linear members*
  - *Shear in beams*
    - *Beams without longitudinal and shear reinforcement*
    - *Beams without shear reinforcement*
    - *Beams with shear and longitudinal reinforcement*
    - *Minimum shear reinforcement*
  - *Torsion in beams*
    - *Beams without longitudinal and transverse reinforcement*
    - *Beams with longitudinal and transverse reinforcement*
  - *Walls*
    - *Walls without conventional reinforcement*
    - *Walls with conventional reinforcement*
  - *Slabs*
    - *Members without reinforcement*
    - *Members with reinforcement*
    - *Punching*
    - *Shear in slabs with longitudinal reinforcement*
- *Verification of serviceability (SLS)*
  - *Stress limitation*
  - *Crack width in members with conventional reinforcement*
  - *Minimum reinforcement for crack control*

## IDENTIFIED KNOWLEDGE GAPS

Although the level of knowledge of FRC tremendously increased during the last fifteen years, further research is needed to verify and optimize the proposed design rules, to investigate open issues such as i.e.:

- *the long term behaviour of different FRCs*
- *fatigue behaviour of FRC*
- *behaviour of FRC at elevated and cryogenic temperatures*
- *bond and anchorage in FRC*
- *durability of FRC*

## B6 DAFsb Guideline

- DAFStb UA SFB N 0146, 2010, **DAFStb-Richtlinie Stahlfaserbeton** (Draft March 2010) – DIN 1045, Annex parts 1-4, DAFStb

### GENERAL

The DAFSt guideline is applicable to the design and construction of structures of building and civil engineering made of steel fiber concrete and steel fiber reinforced concrete with steel reinforcement. The application range of the guideline is limited to the strength classes up to C50/60. The guideline does not include the following applications:

- components made of prestressed steel fiber concrete
- high-strength concrete of compressive strength classes from C55/67
- heavy weight and lightweight concrete
- steel fiber concrete without steel reinforcement in the exposure classes XS2, XD2, XD3 and XS3
- self-compacting concrete.
- shotcrete.

The use of the calculation is limited to situations where after the occurrence of cracks a new equilibrium can be found. This requirement is satisfied if one of the following conditions are met:

- application to a statically indeterminate structures with redistribution capacity;
- application to steel fiber reinforced concrete with ordinary reinforcement;
- application to structures with normal force due to external loads.

The application of the guideline is prohibited in cases where the moment resistance of statically determinate structures is attributed to the contribution of steel fiber only. The cross-sectional equilibrium in these cases be ensured by additional steel reinforcement.

### DEFINITION OF SFC

Steel fiber concrete is a concrete according to DIN 1045, where steel fibers are added to reach the certain properties. The application range of the guideline is limited to the strength classes up to C50/60.

### SCOPE OF THE GUIDELINE

#### Design

- *Safety Concept*
  - *Design value of load resistance*
  - *Ultimate limit states*
    - *Ductile component behaviour*
    - *Partial safety factors for actions and supporting the resistance at ULS*
- *Durability*
  - *Exposure classes, minimum concrete strength*
  - *Concrete cover*
- *Basic principles for the determination of internal forces*
  - *Procedure to determine the internal forces*
    - *Theory of plasticity*

- *Non-linear methods*
  - o *Beams and slabs under normal compression (second-order theory)*
- *Building materials*
  - o *Concrete*
    - *Strengths*
    - *Stress-strain curve for nonlinear methods and the average size for deformation calculations*
    - *Stress-strain curve for the cross-sectional dimensions*
  - o *Steel fibers*
- *Verification of ultimate limit states*
  - o *Bending with or without normal force and normal force alone*
  - o *Shear force*
    - *Components without shear reinforcement*
    - *Components with shear reinforcement*
    - *Shear forces between the beam web and flanges*
  - o *Torsion*
  - o *Punching*
    - *Foundations or slabs without shear reinforcement*
    - *Foundations or slabs with shear reinforcement*
  - o *Truss models*
  - o *Concentrated loads*
- *Verification of serviceability limit states*
  - o *Limitation of crack widths and decompression*
    - *Minimum reinforcement for crack width limitation*
    - *Limiting the crack width without direct calculation*
    - *Calculation of crack width*
  - o *Limiting deformations*
- *Detailing and dimensioning*
  - o *Bar spacing of reinforcing steel*
  - o *Minimum and maximum reinforcement*
  - o *Tensile reinforcement*
  - o *Shear reinforcement*
  - o *Punching shear reinforcement*
  - o *Transverse reinforcement*

#### *Specification, performance, production and conformity*

- *Classification*
- *Requirements for concrete and detection methods*
- *Delivery of fresh concrete*
- *Conformity control and conformity criteria*
- *Production control*

#### *Execution*

- *Placement and compaction*
  - o *Monitoring by the contractor*
  - o *Monitoring the concreting*
- *Tests for fresh and hardened concrete properties*

**B7 CUR Aanbeveling**

- CUR, “**Staalvezelbeton bedrijfsvloeren op palen – Dimensionering en uitvoering**”, CUR-Aanbeveling 111, CUR, Gouda, 2007.
- CUR, “**Ontwerpen van elastisch ondersteunde betonvloeren en – verhardingen**”, CUR-Aanbeveling 36 (tweede, herziene uitgave), CUR, Gouda, 2000.

De toepassingsgebieden van de CUR-Aanbevelingen 36 en 111 zijn strikt beperkt. CUR-Aanbeveling 36 is uitsluitend toepasbaar bij betonnen vloeren die direct zijn ondersteund middels een fundering op staal. CUR-Aanbeveling 111 is uitsluitend toepasbaar bij beton-nenvloeren die puntvormig worden ondersteund en waaronder zich geen personen kunnen bevinden.

**B8 NZS Standard**

- NZS 3101:2006 **Concrete Structures Standard**, Wellington, New Zealand

**GENERAL**

Since 2006, design methods for SFRC have been available in NZS 3101:2006 Concrete Structures. The documented test and design methods describe not only how the material properties are determined but provide guidance on the design of SFRC used in structural applications, in the ultimate and serviceability limit state, for different Performance Classes (SFRC grades). A performance class is used to classify the post crack strength for SFRC. RILEM TC 162-TDF 2 recommendations for design rules form the basis of the design methods provided for SFRC in NZS 3101:2006 Concrete Structures Standard.

**SCOPE OF THE GUIDELINE**

- Design of Concrete Structures
- Commentary on the Design of Concrete Structures

**IDENTIFIED KNOWLEDGE GAPS**

The provisions in NZS3101:2006 are lacking the minimum quality and performance requirements for steel fibres.

**B9 SCA Recommendation**

- Swedish Concrete Association (Svenska Betongföreningen), “**Steel-fibre concrete-recommendations for construction, performance and testing**” (In Swedish: Stålfiberbetong-rekommendationer för konstruktion, utförande och provning). Concrete Report no. 4, 2 ed, 1997.
- Swedish Concrete Association (Svenska Betongföreningen), “**Industrial concrete floors**”(In Swedish: Industrigolv - Rekommendationer för projektering, materialval, produktion, drift och underhåll), Concrete Report no. 13, 2008.

**GENERAL**

The Swedish Concrete Association (SCA) developed its first recommendations for SFRC in 1995 (SCA, 1997). At that moment, they were considered to be cutting-edge recommendations. Currently, the 3rd edition of the recommendations is developed. It covers modernizations and extensions.

In 2008, SCA published recommendations on industrial concrete floors (SCA, 2008). They cover both plain, conventionally reinforced and SFR concrete floors and both slabs-on-grade, pilesupported slabs, and overlays. Pile-supported slabs are generally regarded as a load-carrying structure and since the Swedish code for concrete structures does not cover SFRC solutions without conventional reinforcement (“SFRC only”) have not been possible to design. The new SCA recommendations have tried to fill this gap and have consequently developed guidelines for pile-supported slabs of SFRC only. The guidelines also present straight-forward methods to design SFRC floors and overlays for crack control. Together, the two SCA reports facilitate the proper design and probably increase the future use of SFRC structures.

## C Ervaringen met toepassingen van VV(Z)HSB

### C1.1 *Opzet van de bijlage*

Het uitgangspunt van het overzicht is de presentatie [1]. Van elke relevante toepassing wordt een korte beschrijving van het project gegeven met – voorzover bekend – ervaringen bij het ontwerp, uitvoering en gebruik. Er wordt een opdeling gemaakt in gerealiseerde technologische toepassingen, constructieve toepassingen, ontwerpen en berekenen en materiaalproeven.

Bij de presentatie van toepassingen wordt de ondergrens gelegd bij C70/85. Deze sterkteklasse valt buiten de gebruikelijke toegepaste betonsterktes in betonmortelcentrales en prefabfabrieken. De eigenschappen van de betonspecie en de verwerking ervan vereisen speciale aandacht. Vaak moet het te gebruiken betonmengsel speciaal worden ontwikkeld of aangepast.

Niet alle gebruikte mengsels bevatten staalvezels. Volgens [3] zijn vezels tot en met C90/105 niet vereist. Vezels worden daarom niet toegepast. Voor de in de hoofdstukken 2 en 3 beschreven projecten wordt de draagkracht in sterkteklassen hoger dan C90/105 geleverd door de staalvezels en eventueel – bij grote overspanningen - ondersteund door voorspanelementen. Wanneer het draagvermogen wordt geleverd door wapeningsstaal, dan wordt dat aangegeven. Er is dan meestal sprake van CRC: Compact Reinforced Composite, zie [2].

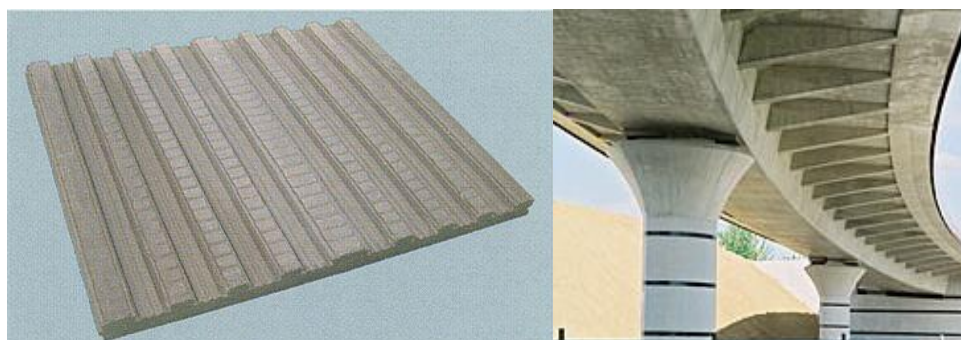
Voor de sterkteklasse-aanduiding wordt 15 MPa verschil aangehouden tussen prisma- en kubusdruksterkte.

### C1.2 *Literatuur*

- [1] *Zeerhogesterktebeton; Toepassingen*; N.Kaptijn; handout van de lezing voor de werkgroep dd 29 augustus 2011.
- [2] *Zeerhogesterktebeton; Ultrahogesterktebeton; Grondbeginselen, Toepassingen; Ontwerpen*; N.Kaptijn; syllabus bij de lezing ad [1].
- [3] *NEN-EN 1992-1-1 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*

## C2 **Gerealiseerde technologische toepassingen**

### C 2.1 *Bekistingsschalen C135/150*



Figuur C1: Bekistingsschalen en –platen

In Japan heeft men bekistingsschalen ontwikkeld om weerstand te bieden tegen het agressieve zeewatermilieu. Ook werden bekistingsschalen (Villepinte, BSI)



ontwikkeld om bijvoorbeeld steunpunten van fly-overs te beschermen tegen dooizouten. De schalen worden geplaatst nadat de wapening is gesteld.

Betonoppervlakken kunnen eenvoudig met een oplosmiddel worden gereinigd van graffiti (BSI).

#### *Ervaringen*

1. Voor relatief lage kosten kan een zeer dichte dekking op de wapening worden verkregen.
2. Constructiedelen kunnen strak en fijntjes worden gedetailleerd.
3. Graffiti kan eenvoudig van betonoppervlakken worden verwijderd.

#### *C 2.2 Bescherming tegen erosie C240/270*



Figuur C2: Overstortend water bij de stuw in de Maas bij Sambeek



Figuur C3: De drooggezette Woelkom bij Sambeek

In 1989 zijn de vloeren in de woelkom achter de Stoney-schuiven van de stuw in de Maas bij Sambeek bekleed met 25 mm Densit Inducast 6000 (met staalvezels). Voor die tijd trad grote slijtage (tot decimeters diep!) van het betonoppervlak door

cavities en uitschuring door zand en grind. Ook andere (naburige) stuwten zijn van deze slijtlaag voorzien.

Het is onbekend of al vervanging of reparatie nodig is geweest.



Figuur C4: Bescherming tegen schurend zand en gravel

In bergachtige gebieden wordt BSI C165/180 toegepast om kolomvoeten, funderingsvloeren en overstorten te beschermen tegen de schurende werking van zand en gravel in snelstromende rivieren.

#### *Ervaringen*

1. Hogesterktebeton biedt een zeer goede bescherming tegen erosie van betonoppervlakken.

#### **C2.3** *Bescherming tegen chloriden C185/200*

In de Scandinavische landen worden al jaren balkon- en galerijplaten van CRC (Secutec C185/200) toegepast. Vanwege de grote dichtheid van het beton kan de dichte wapening met slechts 10 – 15 mm dekking voldoende worden beschermd tegen chloriden. Het is dan mogelijk om zeer slanke platen (70 mm) toe te passen. Metingen van Rijkswaterstaat aan Contec Ferroplan hebben aangetoond dat er na een indringingsproef van 2 jaar nauwelijks chloriden waren ingedrongen.



Figuur C5: Galerijplaten van CRC

#### *Ervaringen*

1. Constructies van zeerhogesterktebeton zijn zeer goed bestand tegen de indringing van chloriden.

#### C2.4 *Reparatie en versterking van aangetaste constructies*

Bij het meer van Maracaibo (Venezuela, Caraïbische Zee) waren betonnen steigers sterk aangetast door het agressieve klimaat (zouten en warmte). Dit is op eenvoudige manier gerepareerd door schalen om de beschadigingen aan te brengen en deze te vullen met een zelfverdichtende Secutec C185/200 vezelbeton.



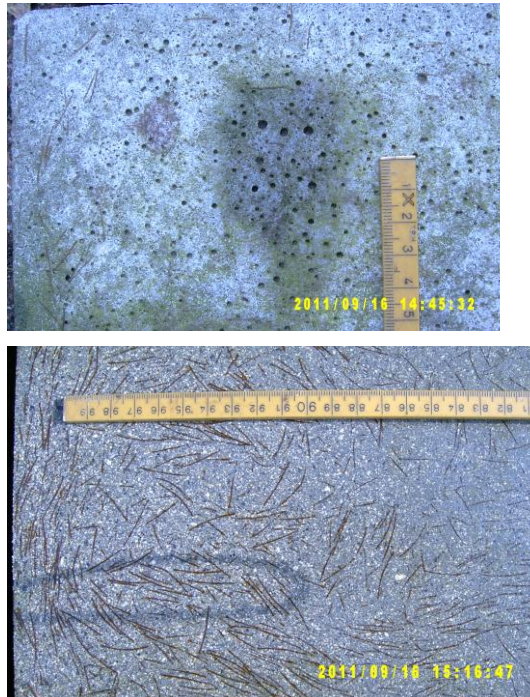
Figuur C6: Bekisting rond een aangetaste steigerpaal

Ook brugliggers en pijlers zijn gerepareerd en versterkt met BSI (Frankrijk, Zwitserland).

#### *Ervaringen*

1. Zeerhogesterktebetonnen reparaties bieden een goede bescherming tegen een agressieve omgeving.
2. Brugconstructies kunnen op relatief eenvoudige wijze worden versterkt.

## C2.5 *Luchtbellens en corrosie van de staalvezels*



Figuur C7: Luchtbellens en gecorrodeerde staalvezels in proefplaten na 11 jaar in de open lucht

Niet gecoate staalvezels die zonder enige dekking van betonpasta in het betonoppervlak liggen kunnen gaan corroderen. Dit heeft geen ongewenste gevolgen voor het betonoppervlak. De roest drukt geen betonschilfers los. De vezels kunnen niet met een hogedrukspuit (voor huishoudelijk gebruik) worden verwijderd. Het betonoppervlak voelt glad aan. Er zijn geen uitstekende vezeleindjes. De vezels zullen in de loop van jaren volledig wegroesten en geen sporen meer achterlaten.

Luchtbellens kunnen in meerdere of mindere mate voorkomen. De bellens in afwerkvlakken kunnen door naschuren worden gesloten. Ook kunnen bellens met een nabehandeling op cementbasis worden gevuld.

Beide verschijnselens varieerden sterk over de proefplaten en fabrikaten. Een van de 3 fabrikaten vertoonde deze verschijnselens niet.

### *Ervaringen*

1. Niet gecoate staalvezels in het betonoppervlak kunnen corroderen. Ze beschadigen het betonoppervlak niet.
2. Betonoppervlakken kunnen luchtbelletjes vertonen.

### C3 Gerealiseerde constructieve toepassingen

#### C3.1 Tweede Stichtse Brug en Dintelhavenbruggen C80/95



Figuur C8: de Tweede Stichtse Brug in aanbouw

De Tweede Stichtse Brug (in de A27 over het Gooimeer) is gebouwd in 1997. De hoofdo overspanning is 160 m. De gerealiseerde sterkteklasse is C80/95, zonder staalvezels. Het is de eerste toepassing van hogesterktebeton in een grote brug ter wereld.

De Dintelhavenbruggen (in de N15 over de Dintelhaven; Europoort; zie Figuur ) zijn gebouwd in 200 en 2001. De hoofdo overspanning is 190 m. De gerealiseerde sterkteklasse is C80/95.

#### *Ervaringen*

1. Het is mogelijk om met een standaard betonmortelcentrale C80/95 te produceren.
2. De dikte van de wanden en ondervloer is aanzienlijk kleiner. Er werd 15% op het beton bespaard vergeleken met een C35/45 variant. De besparing op voorspanstaal was 25%.
3. Het is goed mogelijk om grote, slanke constructiedelen met veel wapening en voorspanning erin goed uit te voeren. De kokerwanden in de Dintelhavenbruggen zijn 300 mm dik en tot 8,50 m hoog!
4. Vanwege het lagere gewicht konden de uitbouwmoten worden verlengd. Hierdoor werd de bouwtijd met 3 maanden verkort.
5. De stichtingskosten zijn ongeveer gelijk vergeleken met een C35/45 variant. De onderhoudskosten zijn lager.
6. Geschiktheidsproeven en realistische praktijkproeven zijn nodig om het betonmengsel en zijn verwerkbaarheid te testen en het personeel te trainen. Er moest fijnmazig worden verdicht; het betonoppervlak moest snel worden afgedekt.
7. Verhinderde krimpscheuren zijn nadrukkelijker aanwezig dan in een gebruikelijke C35/45 brug. Dit is het gevolg van de grotere verhardingskrimp en het gladde betonoppervlak.



Figuur C9: Dintelhavenbruggen

### C3.2 Prefabliggerviaducten

#### C3.2.1 Kokerbalken met grote overspanning C115/130



Figuur C9: Kokerliggers in de Westrandweg over de Ringvaart

In de Westrandweg zijn in 2011 de langste kokerliggers (Spanbeton C70/85) tot nu toe gemonteerd over de Ringvaart (bij Haarlem). De liggers zijn 1,20 breed en 1,85 meter hoog en wegen 160 ton. De overspanning is 61,75 m.

Er zijn studies en onderzoeken gaande om dit soort liggers zo te optimaliseren (in C115/130; mengsel door Spanbeton ontwikkeld), dat het gewicht kan worden beperkt. Dit is vooral van belang voor het transport per as. De gewichtsbepanking (17%) zou kunnen worden bereikt door de toevoeging van vezels, waardoor de wanddikte kan worden gereduceerd. Eén laag wandwapening is dan voldoende.

De stijfheid van de liggers moet ongeveer hetzelfde blijven als die van de gebruikelijke liggers. De kosten zullen ongeveer 25% meer zijn dan de liggers van gangbaar beton.

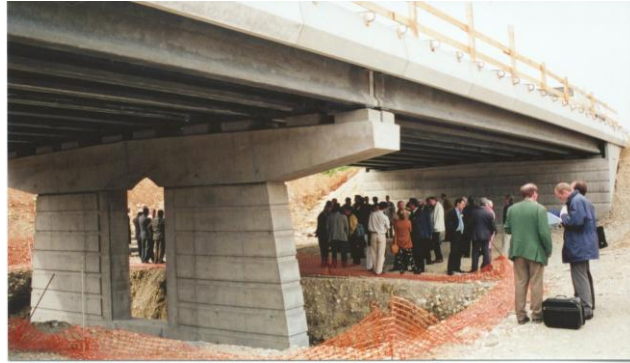
Verschillende onderzoeken moeten nog worden uitgevoerd voor dat tot toepassing kan worden overgegaan.

#### *Ervaringen*

1. Er kunnen grote overspanningen worden gerealiseerd, waardoor het onderdoorgaande verkeer (wegverkeer, scheepvaart) zo min mogelijk wordt gehinderd. Zowel tijdens de bouw als na ingebruikname.

2. Het is mogelijk de liggerafmetingen te verkleinen waardoor het gewicht met 17% daalt.
3. De kosten van de liggers zijn ongeveer 25% hoger dan die voor liggers van gangbaar beton.

### C3.2.2 *Pi-liggers C165/180*



Figuur C10: Pi-liggers bij Bourg les Valence

In zuid Frankrijk zijn in 2001 bij Bourg les Valence 2 viaducten gebouwd van Pi-liggers in BSI C165/180 (zelfverdichtend). Elk viaduct heeft 2 overspanningen van 20 en 22 m. De liggers zijn geproduceerd bij HurksBeton. In de liggers zijn alleen voorspanstrengen aangebracht, geen wapeningsstaal. Alleen in de koppelstroken is wapening aangebracht. De koppelstroken zijn op het werk gevuld met BSI C165/180.

Ook voor ander projecten zijn Pi-vormige liggers gemaakt met andere betonfabrikaten.

#### *Ervaringen*

1. Gecompliceerde liggers kunnen zonder problemen in een fabriek worden geproduceerd.
2. Zeerhogesterktebeton kan in het werk worden geproduceerd en verwerkt.

### C3.2.3 *Railbalkliggers C165/180*



Figuur C11: Railbalkliggers bij Rouen en Sarcelles

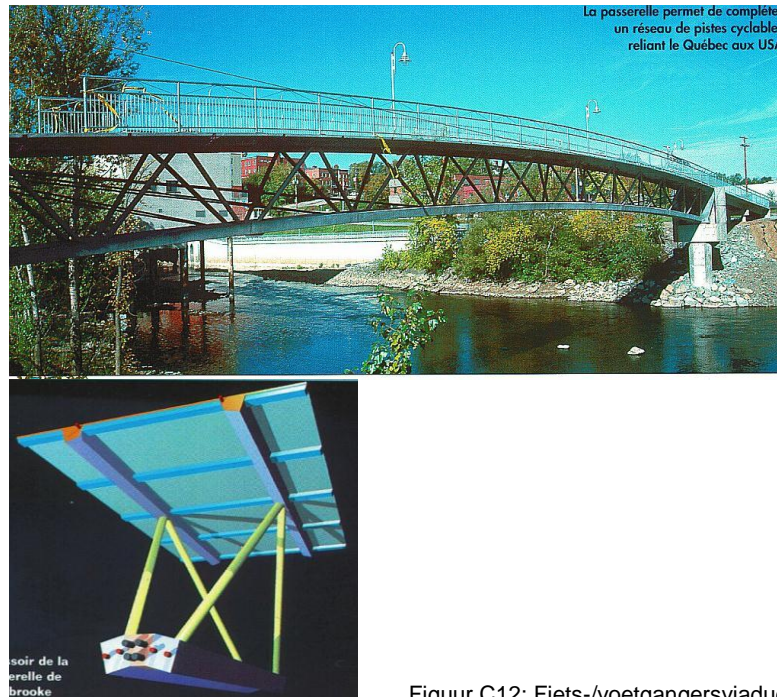
In de RD125 zijn bij Rouen en bij Sarcelles 2 viaducten over het TGV-spoor gebouwd met overspanningen van 28 en 27 m. De liggers zijn gemaakt van BSI C165/180 bij HurksBeton. Een sterkteklasse van C 125/140 zou voldoende zijn geweest, maar daarvoor was geen uitgetest mengsel voorhanden. Door de toepassing van zeerhogesterktebeton kon de constructiehoogte worden beperkt tot 0,85 m.

#### *Ervaringen*

1. Met zeerhogesterktebeton kan een slank viaduct worden gemaakt.
2. Een sterkteklasse in de orde van C165/180 geeft niet altijd de (financieel) optimale oplossing.

### C.3.3 *Prefabsegmentbruggen*

#### C.3.3.1 *Het eerste viaduct van zeerhogesterktebeton C185/200*



Figuur C12: Fiets-/voetgangsviaduct in Sherbrooke

In Sherbrooke (Canada) is in 1998 het eerste viaduct in zeerhogesterktebeton Ductal C185/200 uitgevoerd. De overspanning van 60 m is opgebouwd uit 6 prefabelementen van 10 m lang die met externe voorspanelementen koud tegen elkaar zijn gespannen. Het rijdek is slechts 30 mm dik met ribben van 70 mm dikte.



Er is geen wapeningsstaal toegepast. De diagonalen bestaan uit roestvaststalen buizen gevuld met Ductal.

#### *Ervaringen*

1. Het is mogelijk om zeer lichte brugconstructies met grote overspanningen te maken. Constructiedelen kunnen zeer dun worden uitgevoerd.

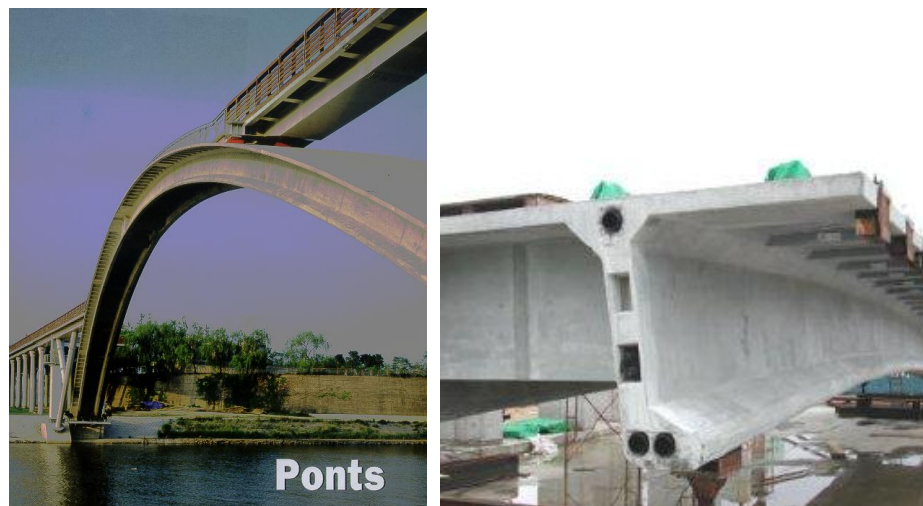
#### *C3.3.2 Voetgangersviaduct bij Sakata Mirai C165/180*



Figuur C13: Viaduct bij Sakata Mirai

In Sakata Mirai (Japan) is een voetgangersbrug uitgevoerd in Ductal C165/180. De brug heeft een overspanning van 49 m en is opgebouwd uit 5 prefabdelen die met externe voorspanelementen koud tegen elkaar zijn gespannen. De wanddikte van de koker is slechts 50 mm.

#### *C3.3.3 Boogbrug in Seoul C165/180*



Figuur C14: Voetgangersviaduct in Seoul

In Seoul (Zuid Korea) is in 2002 een voetgangersbrug van Ductal C165/180 gebouwd met een boog van 120 m overspanning. De boog is opgebouwd uit 6 prefabdelen met een pi-vormige doorsnede die met tussenstorten van 30 mm aan elkaar zijn gespannen. De elementen waren op een steiger gesteld. Er is geen wapeningsstaal toegepast. De dekdikte is slechts 30 mm.

### *Ervaringen*

1. Het is mogelijk om met lichte constructiedelen grote overspanningen te realiseren.

#### *C3.3.4 Kokerbrug over de A51 bij Lyon C165/180*



Figuur C15: Pont de la Chabotte over de A51

In 2005 is bij Chabotte voor autoverkeer een viaduct over de A51 gebouwd in BCV C165/180. Het is een kokerviaduct met een overspanning van 49 m die is opgebouwd uit 22 elementen van 1,63 m hoog (slankheid 1:29). De wand- en vloerdiktes zijn 140 mm. Er is geen wapening toegepast. De segmenten zijn op het maaiveld met voorspanelementen koud tegen elkaar gespannen. Het viaduct is met een kraan op zijn plaats gehesen.

#### *C.3.3.5 Trogbrug over de Gorge de l'Herault C185/200*



Figuur C16: Trogbrug over de Gorge de l'Herault

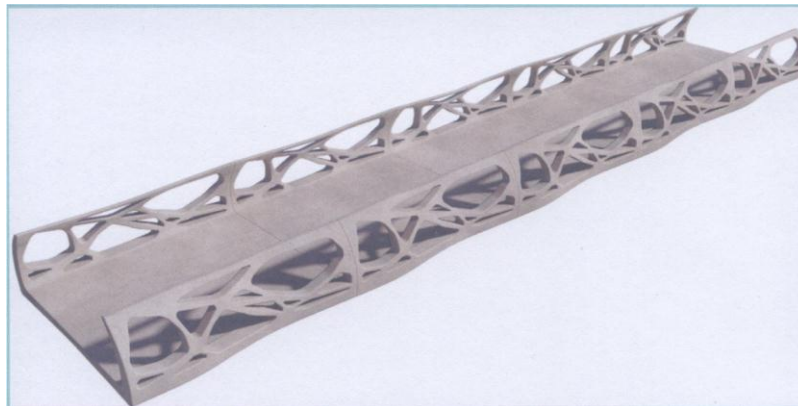
In 2008 is over de Gorge de l'Herault een trogbrug gebouwd voor voetgangers in Ductal C185/200. De brug heeft een overspanning van 69 m en is samengesteld uit 15 elementen die met voorspanelementen koud tegen elkaar zijn gespannen. De elementen zijn op een steiger over de kloof in de juiste positie gesteld.

#### *C3.3.6 Bionic bridge te Rotterdam C185/200*

Het ingenieursbureau FDN heeft een prototype voor een fiets-/ voetgangersviaduct ontwikkeld in Secutec C185/200 dat modulair is opgebouwd. Het is de bedoeling dat het viaduct binnenkort (eind 2011) over de Hoekersingel in Rotterdam wordt gemonteerd. De overspanning is 13 m, opgebouwd uit 3 secties. Elke sectie bestaat uit 3 delen: een rijdekplaat van CRC (gewapend met wapeningsstaal) en 2 dragende leuningelementen (zonder wapening) die met invoegers met elkaar

worden verbonden. De secties worden aan de wal met voorspanelementen aan elkaar gespannen en met een kraan op de steunpunten gezet.

De kostprijs is vergelijkbaar met die van een gangbare brug. Het onderhoud is goedkoper en de brug gaat langer mee.



Figuur C17: De bionic bridge

### C3.4 *Rijvloerelementen*

#### C3.4.1 *Elementen voor staalbetonbruggen C165/180*

In 2005 zijn enkele cassette-brugdekelementen (2,40x6,00 m) van BSI (bij HurksBeton) C165/180 en Ductal gemaakt in het kader van het MIKTI-project. De bedoeling is om lichte en sterke brugdekelementen te ontwikkelen voor staalbetonbruggen op de Franse markt. Het blijkt dat zeer fijn gedetailleerde (bv ribben van 20 mm dikte) elementen gemaakt kunnen worden.



Figuur C18: Cassette-brugdekelement

#### *Ervaringen*

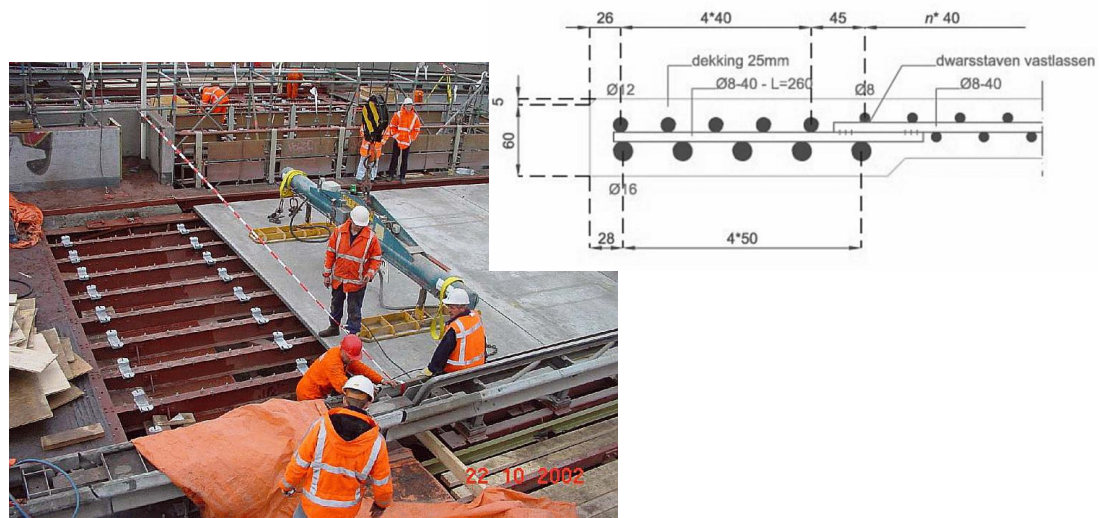
1. Constructies van zeerhogesterkte beton kunnen zeer fijn worden gedetailleerd.

#### C3.4.2 *Rijdepanelen voor de Kaagbruggen C165/180*

In 2002 is het azobé brugdek van de basculebruggen in rijksweg 44 over de Ringvaart bij Sassenheim vervangen door CRC panelen van Secutec S9 C165/180. De panelen zijn gemaakt bij HurksBeton: 4 stuks 7,25x2,95 m<sup>2</sup> per brug. Ze zijn erg

dun, slechts 45 mm met een 65 mm verdikking langs de voegen. Ondanks de geringe dikte zijn de panelen zwaar gewapend: 3 lagen Ø8-40 (5,6%), in de rand 65 mm Ø16-50 (10%). De dekking is 10 mm. De panelen zijn met invoegers vastgezet op beugels op de stalen langsliggers. Deze liggen 900 mm hart op hart.

De nieuwprijs van een dek is 10% meer dan van een azobé dek. Dat moet echter elke 15 jaar worden vervangen. De betonnen panelen gaan 100 jaar mee.



Figuur C19: Montage van de rijdepanelen bij Sassenheim

#### *Ervaringen*

1. Zeer zwaar gewapende dunne platen kunnen worden geproduceerd.
2. De kostprijs ligt iets boven die van een gangbare constructie. De LCC-kosten zijn aanzienlijk lager.

#### C3.4.3 Gärtnerplatzbrug in Kassel C150/165



Figuur C20: Fiets-/voetgangersbrug in Kassel

In 2007 is in Kassel een fiets-/voetgangersbrug over de Fulda gebouwd; 140 m lang en 5,00 m breed. De draagconstructie bestaat uit een buizenwerk met een erop gelijmd brugdek. Het brugdek is opgebouwd uit prefabbetonelementen C150/165 van 80 – 120 mm dik. De voegen zijn gevuld met epoxylijm. De platen bevatten geen wapening, maar zijn dwarsvoorgespannen met strengen Ø12,5 mm.

Het beton is door de Technische Universiteit van Kassel ontwikkeld met toeslagstoffen die lokaal verkrijgbaar zijn.

#### C3.4.4 *Koppeling van rijvloerelementen met Jointcast C185/200*

Met CRC Jointcast kunnen rijvloerelementen met zeer kleine voegbreedtes aan elkaar worden gestort. Steklengtes van 80-100 mm zijn voldoende. Tot op heden is de oplossing alleen in de utiliteitsbouw toegepast. Het alternatieve fabrikaat Ductal Joint Fill wordt in de VS gebruikt om brugdelen te koppelen. Bezwijk- en vermoeiingsproeven tonen aan dat de verbinding *naast* de voeg bezwijkt.



Figuur C21: Een voeg klaar om te storten

Er is een reparatie-ervaring met bruggen (Øresund brug). Doorgezaagde wapeningsstaven konden met slechts een geringe sloopinspanning weer worden gekoppeld.

### C3.5 *Geprefabriceerde brugdekken*

#### C3.5.1 *Wolthuisbrug te Purmerend C135/150*

In 2008 is de Wolthuisbrug in Purmerend gebouwd; het is een fiets-/voetgangersviaduct. De brug bestaat uit 2 platen (Secutec C135/150) die, met een langснаad, tegen elkaar zijn gelegd. De overspanning is 14 m, de breedte 6 m. De plaatdikte is 300 mm, met een verjonging naar 150 mm aan de randen. Er is wapening toegepast.

De platen zijn door de aannemer geprefabriceerd op de werf van een prefabbetonfabriek en met een kraan op de landhoofden gelegd. De bouwkosten zijn ongeveer gelijk aan die van een gebruikelijke brug.



Figuur C22: Wolhuisbrug te Purmerend

### C3.5.2 Gooisebrug in Vleuten-De Meern C125/140



Figuur C23: Gooisebrug in Vleuten- De Meern

In 2010 is in Vleuten-De Meern de Gooisebrug gebouwd in C125/140. De brug is geprefabriceerd door Romein Beton. De overspanning is 20 m, de breedte 1,60 m, de plaatdikte 450 mm. Er is geen wapening toegepast, wel 4 voorspanelementen.

Het beton is ontwikkeld door Romein Beton. Hierbij is gebruik gemaakt van CEMIIIA-52,5 waardoor een lichte kleur wordt verkregen.

De bouwkosten zijn ongeveer gelijk aan die van een conventionele brug. De onderhoudskosten zijn lager.

*Ervaringen*

1. Prefabbruggen kunnen tegen concurrerende prijzen worden uitgevoerd in zeerhogesterktebeton. De onderhoudskosten zijn lager.
2. Fabricage kan in een veldfabriek plaatsvinden.

### C3.6 Versterken van brugdekken met gewapend hogesterktebeton C90/105



Figuur C24: Stortfront op een stalen brug

Sinds 2005 zijn verschillende grote stalen bruggen (Moerdijk, Hagestein, Beek, Scharberg) overlaagd met 60-100 mm gewapend hogesterktebeton C90/105 (met  $75\text{kg}/\text{m}^3$  staalvezels). Hiermee wordt voorkomen, dat scheurvorming door vermoeiing van de stalen rijdekken ongewenste proporties gaat aannemen. Zeer dure reparaties of vervanging van de gehele brug worden voorkomen. Verschillende grote stalen bruggen zullen nog volgen.

De eerste bruggen zijn overlaagd met materieel dat in de industievloerenbranche gebruikelijk is, zie figuur 27. Inmiddels worden hiervoor slipformpavers (in de open lucht) uit de wegenbouw gebruikt.

Ook betonnen bruggen zijn op deze manier versterkt, oa in rijksweg 1 en rijksweg 37. De bruggen werden op die manier geschikt gemaakt voor zwaarder verkeer cq meer rijbanen.

In 2009 heeft Rijkswaterstaat een wedstrijd uitgeschreven om alternatieven (ontwerpconcept, aanbrengen) te krijgen voor de huidige oplossing. Veelbelovend waren de toepassingen van prefab brugdepanelen en vezelbeton.

### *Ervaringen*

1. Het is mogelijk om grote oppervlakken van een dunne laag hogesterktebeton te voorzien.
2. Het vergt een nauwgezette uitvoering om een overlaging zonder fouten (holtes, te weinig dekking, enz) te realiseren.
3. Er moeten proefstorten plaatsvinden van voldoende grootte om voldoende kennis en ervaring op te doen.
4. Het is cruciaal om beton met geschikte verwerkbaarheid te gebruiken.

### *C3.7 Overkapping van het tolstation bij Millau C165/180*



Figuur C25: Overkapping van het tolstation in Millau

In 2005 is bij Millau (zuid Frankrijk) een tolstation overkapt met een gekromd en getordeerd dak van BSI C165/180. Het dak is 28x98 m<sup>2</sup> groot en is opgebouwd uit 53 elementen die in een veldfabriek zijn gemaakt. Het beton is slechts 100 mm dik (rond de sparingsblokken). De elementen zijn met voorspanelementen koud tegen elkaar aangespannen. Er is geen wapening toegepast.

Ook bij andere projecten zijn overkappingen van zeerhogesterktebeton toegepast.

### *Ervaringen*

1. Vele prefabelementen kunnen koud tegen elkaar worden gespannen tot één grote constructie zonder dat daarvoor stortvoegen of koppelwapening voor nodig zijn.



### C3.8 Damwandplanken C105/120



Figuur C26: De damwand (2003) in C105/120 in vergelijking met C55/65

SPANBETON heeft in de vroege jaren 2000 een alternatief ontwikkeld in C105/120 voor de gebruikelijke Spanwandprofielen C55/65. Het nieuwe profiel is veel lichter dan het oude: 240 ten opzichte van 560 kg/m<sup>2</sup>. De betonsamenstelling is ontwikkeld in samenwerking met de Technische Universiteit Delft. De integrale kosten benaderen die van de Spanwand. Een sterkteklasse C105/120 is constructief voldoende en is aanzienlijk goedkoper dan een op de markt verkrijgbare C185/200. Er wordt geen wapening toegepast, de profielen worden voorgespannen met strenges Ø12,5 mm. De opslag en het transport zijn goedkoper. De handeling en het in de grond brengen zijn eenvoudiger.

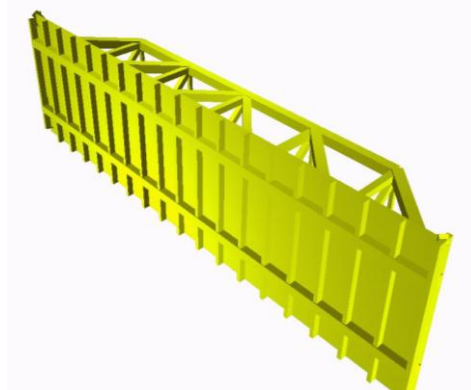
Tot op heden is alleen een proefproject uitgevoerd.

#### *Ervaringen*

1. 'Lagere' sterkteklassen kunnen in de praktijk een financieel aantrekkelijker en constructief voldoende oplossing geven.
2. Prefableveranciers kunnen - met de grondstoffen die hen ter beschikking staan - zeerhogesterktebeton produceren.

### C3.9 Keringsmiddelen

#### C3.9.1 Stormvloedkering in de Oosterschelde C135/150 en C235/250



Figuur C27: Ontwerp van een schuif in de Oosterscheldekering

Rijkswaterstaat Bouwdienst heeft in 2003 een alternatief in zeerhogesterktebeton ontworpen voor de huidige stalen schuiven in de Oosterscheldekering. Deze

zouden op termijn de huidige stalen schuiven kunnen vervangen wanneer deze aan vervanging toe zijn.

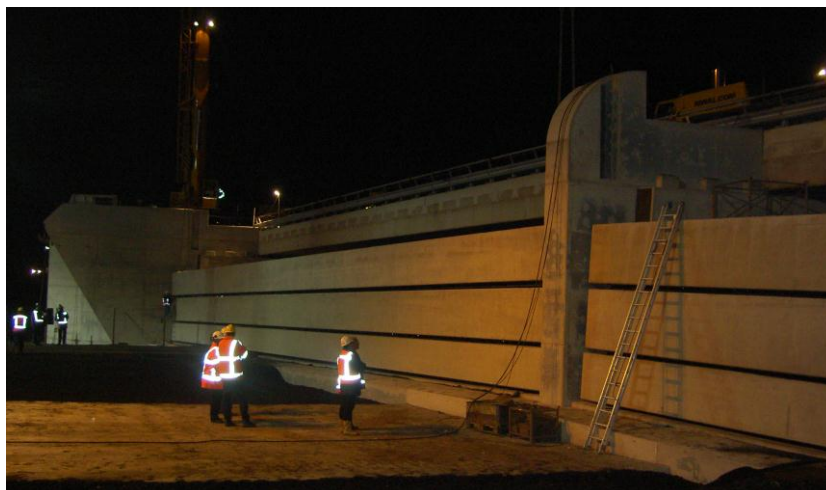
De grootste schuif is 11,90 m hoog en 43 m breed. Ze moeten 8 m water keren en golfklappen opvangen tot  $150 \text{ kN/m}^2$ . Het gewicht werd geoptimaliseerd door ter plaatse gestort beton C135/150 in de ribben en het vakwerk te combineren met prefab CRC C235/250 in de huidplaten (60 mm dik met 3 lagen  $\text{Ø}12\text{-}50$ ). De ribben worden zeer zwaar gewapend volgens het CRC principe. De vakwerkstaven worden voorgespannen.

De oplossing is economisch en onderhoudstechnisch ruim goedkoper dan een stalen alternatief.

#### *Ervaringen*

1. Optimale constructies kunnen worden verkregen door het combineren van verschillende betonsterkteklassen en verschillende constructieprincipes/oplossingen.

#### C3.9.2 Hoogwaterkering in de Diefdijk C70/85



Figuur C28: Proefsluiting van de hoogwaterkering in 2004

In 2004 is in de Diefdijk – ter hoogte van Culemburg – een hoogwaterkering gebouwd. Daar wordt de dijk doorsneden door de A2. Wanneer de bandijken van de Waal breken, dan moeten de 2 doorgangen van elk 33 m breed binnen 4 uur worden gesloten. In de gekozen oplossing worden 2x3 kokerbalken in de gaten gestapeld door mobiele kranen. Normaal gesproken liggen deze op de verlengde steunpunten van het viaduct in de dijk. Er waren 4 alternatieven: kokers van staal, lichtbeton C55/65, hogesterktebeton C70/85 en zeerhoge-sterktebeton C165/180. De C70/85 variant voldeed aan de gewichtseisen en was het goedkoopst. De kokers zijn gewapend en voorgespannen.

De stichtingskosten van de kering zijn ongeveer 50% van eenzelfde oplossing met stalen kokers. In een LCA over vijftig jaar is deze variant 75% goedkoper!

De kokers zijn speciaal voor deze toepassing ontworpen door SPANBETON. Vanwege de voldoende aanwezige hefcapaciteit was het niet nodig de kokers lichter te maken dan de variant in C70/85. Gewichtsbeperking van enkele tientallen procenten was mogelijk geweest door de toepassing van een hogere sterkteklasse. De kosten zouden daardoor echter wat hoger worden.

### C3.9.3 Sluisdeuren op IJburg C90/105



Figuur C29: Schuifdeuren in een van de sluisen op IJburg

In 2010 zijn in een van de sluisen op IJburg (Amsterdam) 2 schuifdeuren van gewapend beton C90/105 (met  $75\text{kg/m}^3$  staalvezels) geïnstalleerd. De deuren meten  $6,30 \times 4,50$  m en glijden op hydrovoeten. De plaat is 100 mm dik en de randen  $300 \times 400$  mm. Het gewicht is gelijk aan dat van de stalen variant. De aannemer was vrij om in te schrijven met een stalen of betonnen constructie. De stichtingskosten van de betonnen deur bleken ongeveer 80% en de onderhoudskosten in de orde van 10% van die van een stalen deur.

De deuren zijn gemaakt door Haitsma Beton. Het betonmengsel is in de fabriek ontwikkeld.

Onder de bovenkist van de plaat bleken zo veel luchtbelletjes te zitten, dat een afwerking met een sealing op cementbasis (esthetisch) nodig was.

#### *Ervaringen*

1. Hogesterktebeton is een goedkoop alternatief voor constructies die normaal gesproken in staal zouden worden uitgevoerd.
2. De hoogste sterkteklasse leidt niet altijd naar de meest economische oplossing.

### C3.10 Remmings- en geleidewerken



Figuur C30: Remmings en geleidewerken in de sluisen bij de Drieklovdendam (China)

Bij de Drieklovdendam (China) zijn op grote schaal remmings- en geleidewerken in hoogwaardig beton uitgevoerd. Vanwege de grote niveauverschillen is gebruik gemaakt van drijvende caissons. In Nederland bieden dergelijke constructies kansen voor (zeer)hogesterktebeton. Een grote mate van prefabricatie is mogelijk. Dit verbetert de handelbaarheid van de prefabdelen.

Met caissons/ pontons is veel ervaring opgebouwd bij gespecialiseerde bedrijven (drijvende woningen en een gevangenis). Ductalven, geleidetorens en masten kunnen worden opgebouwd uit moten of buizen. Ook hiermee is veel ervaring voorhanden. Een extreem voorbeeld is de onderste 76 m van een 133 m hoge mast voor een windmolen, ontwikkeld door HurksBeton (2009). In verschillende windmolenfarms op zee zijn de masten gebouwd van C55/65 beton.



Figuur C31: Assemblage van een windmolenmast

## C4 Ontwerpen en berekenen

### C4.1 “Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations”, AFGC Association Française de Génie Civil AFGC GT BFFUP (2002)

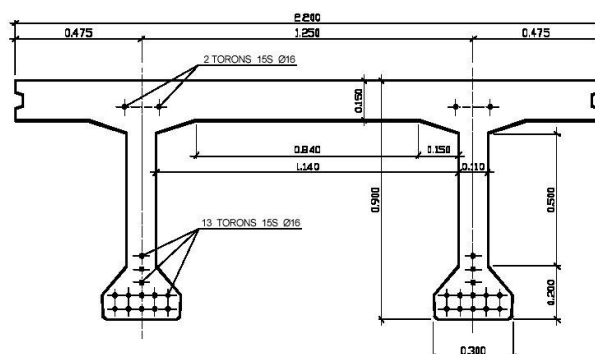
Ontwerp- en rekenregels zijn voor (zeer)hogesterktebeton niet beschikbaar in Nederland. Voor hogesterktebeton bestaat de CUR-aanbeveling 97. Omdat de eigenschappen en samenstelling van (zeer)hogesterktebeton sterk van de gebruikelijke beton afwijkt, is het niet juist deze aanbeveling te extrapoleren naar sterktes tot sterktes van 200 MPa.

In Frankrijk zijn door de gezamenlijke inspanning van enkele grote aannemers (in het bezit van de rechten voor enkele zeerhogesterktebetonmengsels), onderzoeksinstituten en overheidsinstanties voorlopige richtlijnen ontwikkeld. Daarin wordt ingegaan op de specifieke eigenschappen van zeerhogesterktebeton, zoals druk- en treksterkte, kruip, krimp en de manier waarop deze moeten worden bepaald. Er worden aanwijzingen gegeven voor de manier waarop proefstukken moeten worden vervaardigd. Het is namelijk van groot belang dat de verschillende charges beton zodanig worden gestort dat een zo homogeen mogelijke beton ontstaat, vooral wat de oriëntatie van de vezels betreft. De vezels moeten de contactvlakken van de charges op dezelfde manier doorkruisen als in een willekeurige doorsnede binnen een charge. De neiging zal zijn, dat langs de begrenzingen van een charge een soort wandeffect ontstaat, waardoor de vezels een oriëntatie evenwijdig aan deze ‘wanden’ krijgen. De treksterkte loodrecht op deze ‘wanden’ zal dan kleiner worden. Regels worden gegeven voor berekeningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand en de uiterste grenstoestand voor buiging, dwarskracht en vermoeiing. Ook de voor zeerhogesterktebeton specifieke duurzaamheidsaspecten worden nader onder de loep genomen.

Voor Ductal, BSI en enkele onbekende mengsels worden de voor ontwerpen benodigde materiaaleigenschappen weergegeven.

Met deze Recommendations als uitgangspunt is de FIB-commissie TG 8.6 bezig een aanbeveling te ontwikkelen (verwachte publicatie 2012/ 2013).

Bij de bepaling van de treksterkte moet rekening worden gehouden met de invloed van de vormgeving van de te maken constructiedelen. De oriëntatie van de vezels wordt beïnvloed door de wanden van de bekisting en de oriëntatie van de wapening. Ook de manier van storten speelt een rol. Deze invloeden variëren per deel van de te maken doorsnede. Daarom moet van een geplande constructie een proefstuk op ware grootte worden gemaakt. Per lokatie waar gebruik wordt gemaakt van de treksterkte (buiging en dwarskracht (dan proefstukken in hoofdtrekspanningsrichting)) moeten minimaal 6 prisma's worden uitgezaagd die worden onderworpen aan een 3-puntsbuigproef ter bepaling van de treksterkte.



Figuur C32: Doorsnede van een Pi-ligger

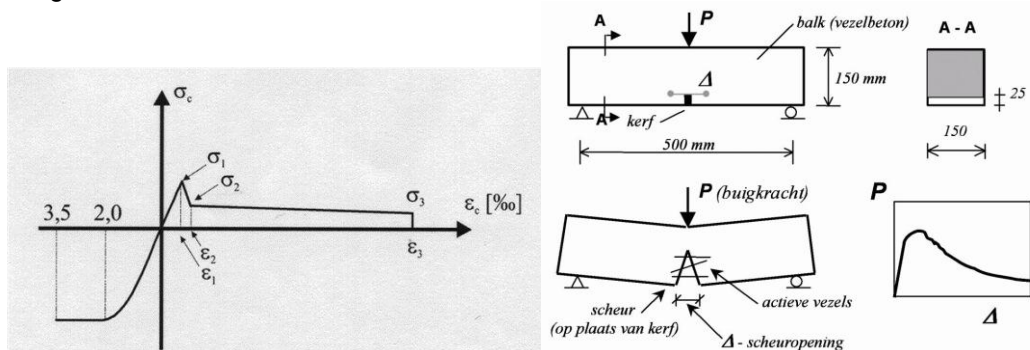
Per deel van de doorsnede (lijf, onderrand, dek) wordt de gevonden treksterkte vergeleken met de theoretische treksterkte. Dit is de treksterkte die wordt gevonden voor balkjes die volgens de RILEM-procedure worden gestort en beproefd. De met de uitgezaagde prisma's gevonden waarden moeten worden gecorrigeerd voor het wandeffect en het effect van de zaagsneden.

Van elke serie wordt de theoretische treksterkte gedeeld door de gevonden gemiddelde treksterkte. Dit is de reductiewaarde K voor die serie. Voor de gehele constructie wordt nu de theoretische treksterkte gedeeld door de maximale K. Voor lokale effecten wordt de K-factor bepaald door voor de betreffende lokatie de betreffende serie trekproeven te beschouwen. De K-factor is dan de theoretische treksterkte gedeeld door de minimale treksterkte uit de serie.

Wanneer de K-factoren van gelijksoortige constructies bekend zijn, dan mogen deze worden gebruikt. Voor liggers van BSI die lijken op die van Figuur C32 mogen de waarden  $K=1,25$  voor algemene en  $K=1,75$  voor lokale effecten worden gebruikt. Wanneer geen proeven worden gedaan, dan moet  $K=2$  respectievelijk  $K=3$  worden gebruikt.

#### C4.2 Rekenregels voor staalvezelbeton

In RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fiber reinforced concrete (2002) worden enkele rekenregels (voor onder ander buiging en dwarskracht) en materiaaleigenschappen beschreven. Hoewel de regels zijn bedoeld voor staalvezelbeton tot maximaal B60, kunnen de beschreven procedures ook worden gebruikt voor zeerhogesterktebeton. Dit dient met beleid en verstand van zaken te gebeuren!



Figuur C33: Spanning-rek diagram voor staalvezelbeton en de RILEM-beproevingsmethode

De druksterkte wordt op de gebruikelijke manier bepaald. Uit proeven is gebleken dat voor het spanning-rekdiagram dezelfde stuikrek en bezwijkrek als voor normaal beton kan worden gebruikt. Vanwege de grote hoeveelheid staalvezels gedraagt het beton zich taaier dan hogesterktebeton. Voor de trektak wordt een driepuntsbuigproef uitgevoerd (Figuur C33).  $\sigma_1$  is de treksterkte op moment van scheuren. Door het scheuren loopt de treksterkte terug ( $\sigma_2$  bij scheurwijdte 0,5 mm). De sterkte valt echter niet terug naar nul. Afhankelijk van de hoeveelheid en soort gebruikte vezels kan de reststerkte nog aanzienlijk zijn. Als de scheurwijdte in de kerf 3,5 mm is, dan wordt het beton geacht op trek bezwaken te zijn. In het spanning-rekdiagram wordt de bijbehorende rek op 25‰ gesteld.

In de literatuur vindt men vaak hoge buigtreksterktes (tot orde 40 à 50 MPa). Deze zijn vaak op prisma's met ribben van 40 mm bepaald. Men dient hier voorzichtig mee om te gaan. Wanneer de treksterkte op proefstukken met realistischer afmetingen wordt bepaald, dan is al verscheidene malen geconstateerd dat de

treksterkte aanzienlijk lager uitpakt (tot orde 50%). Ook blijkt de spreiding tamelijk groot. Het resultaat is dat de karakteristieke treksterkte niet veel hoger uitkomt dan 10 – 15 MPa. Om grotere treksterktes te realiseren moeten vaak grote hoeveelheden staalvezels worden gebruikt.

De karakteristieke treksterkte moet nog verschillende reducties ondergaan voordat de rekenwaarde voor de treksterkte is bepaald.

Wanneer de treksterkte langdurig gemobiliseerd wordt, dan moet rekening worden gehouden met reductie van de treksterkte. Deze kan in de orde van 50% liggen.

Voor de materiaalfactor mag  $\gamma_m = 1,25$  worden aangehouden, wanneer de treksterkte met de buigproef is bepaald.

Wanneer de constructie op vermoeiing wordt belast, dan moet ook een vermoeiingsfactor worden toegepast. Deze ligt in de orde van  $\gamma_{verm} = 1,4$ . Proeven op BSI voor Rijkswaterstaat leidden met deze factor niet in alle gevallen tot een oneindige levensduur. Daarbij moet bedacht worden dat de daarbij gebruikte spanningsrimpel groot was ( $\sigma_{min} = 10\%$  van  $f_{ctrep}$ ,  $\sigma_{max} = f_{ctrep}$ ). Voor grote vezelhoeveelheden kan deze factor wellicht wat worden verlaagd.

Al deze reductiefactoren moeten worden toegepast op de karakteristieke treksterkte:

$$f_{fctk,L} = f_{fctm,L} - k_{.sp}$$

n=	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
k=	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64

De factor k is afhankelijk van de hoeveelheid beschikbare proefresultaten. Voor een heel groot aantal proeven krijgt deze factor de bekende waarde  $k = 1,64$ . Het is duidelijk dat nog veel proeven moeten worden gedaan voordat al deze factoren voldoende zijn onderbouwd. Voor ontwerpberekeningen is het verstandig aan de veilige kant te blijven door conservatieve waarden voor de treksterkte te gebruiken.

#### C4.3 *Ontwerpberekeningen: zonder passieve wapening*

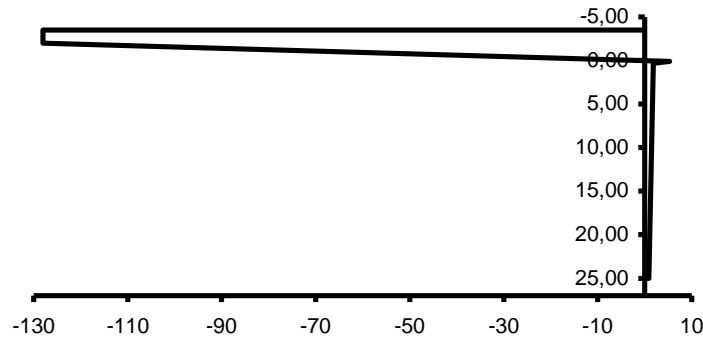
De aan te houden cq gewenste druksterkte kan over het algemeen zonder veel problemen worden gerealiseerd. Voor de treksterkte moet worden gerekend met conservatieve waarden, zolang nog niet met proeven de juiste waarden zijn afgeleid. Wanneer dit niet voldoende is om een bevredigende constructie te ontwerpen, dan kan er toe worden overgegaan de trekzone voor te drukken met voorspanning. Door de grote druksterkte is het mogelijk veel voorspanning aan te brengen, waardoor het draagvermogen aanzienlijk kan worden vergroot.

#### C4.4 *Ontwerpberekeningen: de CRC-benadering*

Ook kan ervoor gekozen worden om de trek toch maar met passieve wapening op te nemen. Er kan dan veel wapening worden aangebracht op kleine onderlinge afstanden, zodat een grote trekkracht kan worden gemobiliseerd. De treksterkte van het beton is dan minder belangrijk. Er kan dan de keuze worden gemaakt om de hoeveelheid staalvezels drastisch te verminderen, waardoor het beton veel goedkoper wordt.  $\sigma_1$  (Figuur C33) kan aanzienlijk verminderen wanneer veel wapening wordt gebruikt. De wapening verhindert de verhardingskrimp (ca. 0,3 – 0,6‰) waardoor trekspanningen worden veroorzaakt. Voor de brugdekpanelen van de Kaagbruggen resulteerde dit bijvoorbeeld in een halvering van  $\sigma_1$ . Op  $\sigma_2$  en  $\sigma_3$  heeft dit verschijnsel geen invloed. Zodra het beton scheurt kunnen de opgelegde

vervormingen door verhardingskrimp optreden en blijven er vrijwel geen krimpkrachten over.

Voor een ontwerp kan worden besloten in eerste instantie geen gebruik te maken van de treksterkte. De berekening kan dan eenvoudig worden uitgevoerd alsof het gewoon gewapend beton betreft.



Figuur C34: Spanning-rekdiagram Secutec S9 beton voor de Kaagbrugpanelen

In Figuur C34 is het spanning-rekdiagram weergegeven voor het Secutec S9 beton dat in de Kaagbrugpanelen is gebruikt. Opvallend is de lage rekenwaarde voor de treksterkte. De bijdrage aan het bezwijkmoment is maar 7%. Toch is door de grote druksterkte en de grote hoeveelheid wapening een zeer sterke, lichte constructie gerealiseerd. Dankzij de zeer goede hechting van de pastamatrix, de aanwezigheid van de vezels, de grote hoeveelheid wapeningsstaven en hun kleine staafafstanden (Figuur C19) ontstaat een zeer vermoeiingsbestendige constructie met geringe scheurwijdtes (scheurafstand 40 mm,  $w < 0,05$  mm).

#### C4.5 Voorspanverliezen

Zeerhogesterktebeton kent een grote verhardingskrimp (orde 0,3 – 0,6 ‰).

Wanneer op een vroeg tijdstip (na 1 – 2 dagen) wordt ontkist en een hoog voorspanniveau wordt aangebracht (het is immers zeerhogesterktebeton!) dan moet men er op bedacht zijn dat het voorspanverlies groot kan zijn (30-40% bij volledige uitnutting van de druksterkte). Een groot deel van de verhardingskrimp moet nog optreden, de E-modulus is nog niet goed ontwikkeld en de kruipfactor is nog relatief hoog. Wanneer met voorspannen wordt gewacht tot bijvoorbeeld 90 dagen ouderdom, dan kan het verlies drastisch worden teruggebracht (10 – 15%)

σ MPa	ε ‰
-128	-3,50
-128	-2,00
5,3	0,09
1,8	0,34
0,9	25,00

## C5 Materiaal- en praktijkproeven

Van de in de handel verkrijgbare voorgemengde fabrikaten zijn resultaten van beproevingen beschikbaar. Dat betreft meestal proeven op gestandaardiseerde proefstukken. Proeven op proefstukken die relevantie hebben voor uitgevoerde toepassingen en die inzicht kunnen geven voor de mogelijkheden voor nog te bouwen toepassingen zijn veel minder beschikbaar.



Proefresultaten van constructiedelen van door prefabfabrieken ontwikkelde mengsels zijn vrijwel niet verkrijgbaar. De proeven beperken zich bovendien vaak tot standaard druk- en trekproeven.

(Buig)trekproeven op voor de praktijk relevante proefstukken geven over het algemeen een minder optimistisch beeld van de sterkte. De spreiding in de resultaten is vaak groot.

Er zijn weinig gegevens over resultaten van proeven op gebied van duurzaamheid en vermoeiing.

Voordat wordt overgegaan tot de productie van de beoogde elementen of constructies, moeten voldoende proeven worden gedaan aan (delen van) een prototype. Keer op keer is de noodzaak daarvan gebleken. De proefstukken moeten een relevante grootte hebben. Bij liggerachtige constructies moet worden gedacht aan een lengte van een derde tot de helft van de beoogde lengte. Voor de overlagingen van stalen bruggen zijn meerdere proefstukken van 10x10 m2 geen uitzondering. Meerdere proeven zijn soms nodig voordat een bevredigend resultaat verkregen is. Uit de prototypes moeten voldoende proefstukken (bv prisma's en strippen) kunnen worden gezaagd om (statistisch) aanvaardbare resultaten te krijgen. De proeven moeten een goed inzicht geven in de maakbaarheid van de constructie. De proeven moeten het personeel voldoende gelegenheid geven om het verwerken, afwerken en nabehandelen te oefenen. De geschiktheid van het te gebruiken materieel moet in de proeven worden uitgetest.

## **C6 Conclusies**

De gedetailleerde detailconclusies uit de voorgaande hoofdstukken worden in dit hoofdstuk op hoofdlijnen verzameld.

Toepassing van (zeer)hogesterktebeton kan voordelen geven op gebied van esthetiek, duurzaamheid, stichtings- en onderhoudskosten, bouwijdverkorting, transport, plaatsing van de constructie, enz.

Met (zeer)hogesterktebeton kunnen lichte en slanke constructies worden gemaakt, zowel grote als kleine. De daarvoor benodigde of gewenste fijne detailleringen kunnen worden uitgevoerd.

(Zeer)hogesterktebeton biedt een zeer goede bescherming in een agressieve omgeving.

(Zeer)hogesterktebeton is geschikt om reparaties of versterkingen mee uit te voeren.

De toepassing van (zeer)hogesterktebeton kan tot verkorting van de bouwijd leiden.

Met (zeer)hogesterktebeton kunnen de stichtings- en onderhoudskosten aanzienlijk lager uitvallen in vergelijking met de gebruikelijke oplossingen.

Voor het verkrijgen van een optimaal ontwerp is het niet altijd nodig om de hoogste sterkteklasse toe te passen. Het combineren van constructiedelen met en zonder wapening, voorspanning en verschillende sterkteklassen kan tot een optimale oplossing leiden.

Betonmortelcentrales, prefabfabrieken en universiteiten kunnen alternatieve mengsels ontwikkelen op basis van de hun (voor de dagelijkse praktijk) ter beschikking staande grondstoffen.

In de verwerking en afwerking moet rekening worden gehouden met het voorkomen van ongewenste roest- en luchtbelvorming en krimpscheuren.

Bij de ontwikkeling van een mengsel moet een goede verwerkbaarheid gedurende de verwerkings- en afwerkingsperiode één van de belangrijkste uitgangspunten zijn.

In Nederland is voldoende kennis en ervaring in de ontwikkeling, productie en uitvoering om (zeer)hogesterktebeton projecten te kunnen uitvoeren.

Er is voldoende kennis voorhanden om optimale constructies te kunnen ontwerpen en berekenen.

Voor nieuwe toepassingen (qua constructie of betonsamenstelling) kan het nodig zijn, dat een gedegen onderzoek moet worden gedaan naar de relevante materiaaleigenschappen (bv verwerkbaarheid, krimp, vermoeiing, dichtheid). Dit kan 6 – 12 maanden kosten.

Er moet tijd en geld zijn voor het uitvoeren van voldoende geschiktheids-, materiaal- en applicatieproeven.

Onderbouwde en relevante materiaaleigenschappen zijn nodig om een goed ontwerp te kunnen maken.

Kennismaking en oefening zijn belangrijk voor het personeel dat het product moet gaan maken.

Relevant onderzoek aan prototypes moet de geschiktheid van (zeer)hogesterktebeton voor een gekozen oplossing bevestigen. De proefstukken/ prototypes moeten voldoende van grootte zijn.