

Arup

**Engineered Cementitious  
Composites (ECC) overlaging als  
levensduurverlengende oplossing  
voor vermoeiingsgevoelige  
orthotrope stalen brugdekken**

Final | 30 mei 2013



Dit document is onderdeel van het afstudeeronderzoek van Gökhan Dilsiz, MSc student Civil Engineering (Structural Engineering – Concrete Structures).

PO Box 57145  
1040 BA  
Amsterdam  
The Netherlands

 **TU Delft** Delft  
University of  
Technology

**ARUP**

<b>Opdracht titel</b>		Engineered Cementitious Composites (ECC) overlaging als levensduurverlengende oplossing voor vermoeiingsgevoelige orthotrope stalen brugdekken		<b>Opdracht nummer</b>	
<b>Document titel</b>				<b>Dossier referentie</b>	
<b>Document ref</b>					
<b>Versie</b>	<b>Datum</b>	<b>Dossiernaam</b>	Literatuurstudie_v01.docx en Literatuurstudie_v02.docx		
Draft 1 Draft 2	18 dec 2012-9 jan 2013	<b>Omschrijving</b>	Ingediend bij startoverleg d.d. 9-1-13 ter kennisgeving N.a.v. overleg op 2 april besloten om literatuurstudie als apart document op te leveren.		
			Vorbereid door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
		Naam	Gökhan Dilsiz		
		Handtekening	X		
Draft 3	22 april 2013	<b>Dossiernaam</b>	Literatuurstudie_v03.docx		
		<b>Omschrijving</b>	Conceptversie ter controle bij dagelijks begeleider		
			Vorbereid door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
		Naam	Gökhan Dilsiz		
		Handtekening	X		
Draft 4	3 mei 2013	<b>Dossiernaam</b>	Literatuurstudie_v04.docx		
		<b>Omschrijving</b>	Opmerkingen van dhr. Braam verwerkt en ingediend ter acceptatie tijdens tussenoverleg d.d. 28-5-13		
			Vorbereid door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
		Naam	Gökhan Dilsiz	René Braam	Afstudeercommissie
		Handtekening	X		
Final		<b>Dossiernaam</b>	Literatuurstudie_v1.docx		
		<b>Omschrijving</b>	Versienummer aangepast en enkele wijzigingen verwerkt n.a.v. overleg met Frank van Dooren		
			Vorbereid door	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
		Naam	Gökhan Dilsiz		Afstudeercommissie
		Handtekening	X		

Uitgifte Document Verificatie met Document



# Inhoud

---

	Pagina
<b>Inleiding</b>	<b>3</b>
<b>1 Het vermoeiingsprobleem</b>	<b>4</b>
<b>2 Overlaging van Hoge sterkte beton (HSB)</b>	<b>7</b>
2.1 Levensduurverlengende oplossingen	7
2.2 HSB overlaging	8
2.3 Afstudeeronderzoek van Yang	20
<b>3 Alternatieve kansrijke versterkingsmethoden</b>	<b>23</b>
3.1 Versterking van de Mihara Ohashi brug	23
3.2 Prijsvraag “Minder Hinder”	27
3.3 HSTile: Prefab betonplaten	28
3.4 HABO Methode: Hogesterktevezelbeton (zonder wapening)	30
3.5 Product Development - Renovatie Stalen Bruggen	32
<b>4 Orthotrope stalen brugdekken</b>	<b>36</b>
4.1 Systeembeschrijving	36
4.2 Krachtswerking van orthotrope stalen brugdekken	39
<b>5 Toetsen van high-cycle fatigue</b>	<b>46</b>
5.1 Belastingen	46
5.2 Vermoeiing van staal	49
5.3 Vermoeiingsdetail dekplaatscheur	51
5.4 Partiële veiligheidsfactor voor vermoeiingssterkte	53
5.5 Spanningsreductiefactor	54
5.6 Vermoeiing van ongewapend beton	55
<b>6 Vezelbeton</b>	<b>58</b>
6.1 Effect van vezels in beton	58
6.2 Classificatie van vezelbeton naar mechanisch gedrag	59
6.3 Bepalen van de trek- en buigeigenschappen van vezelbeton	60
6.4 Invloed van vezel oriëntatie	61
6.5 Staalvezelbeton	62
6.6 Kunststofvezelbeton	63
6.7 Rekenmodellen voor vezelbeton	64
<b>7 Buigbaar beton: Engineered Cementitious Composites</b>	<b>68</b>
7.1 Japanse richtlijn voor ECC	69
7.2 Gedrag onder trekspanning	69
7.3 Gedrag onder drukspanning	70

7.4	Ongescheurde stijfheid	71
7.5	Gedrag onder buiging	72
7.6	Cyclisch gedrag	73
7.7	Krimp en kruip	74
7.8	Micromechanisch ontwerpbasis	77
7.9	Zelfheling	81
<b>8</b>	<b>Cyclisch gedrag van beton (low-cycle fatigue)</b>	<b>84</b>
8.1	Terminologie	84
8.2	Cyclisch gedrag van beton	84
8.3	Modellen voor het cyclisch trek-druk gedrag van beton	85
8.4	Constitutief model voor ECC	88
<b>9</b>	<b>Herverdeling van momenten</b>	<b>92</b>
9.1	Principe herverdeling van momenten	92
9.2	Momentherverdeling in normen en richtlijnen	93
9.3	Plastisch scharnier	93
9.4	EI-methode	93
<b>10</b>	<b>Hechting staal-beton</b>	<b>95</b>
10.1	Ervaringen met dunne ongewapende betonoverlagingen op asfaltverhardingen	95
10.2	Schuifvaste verbindingen tussen beton en staal	96
10.3	Epoxy-bauxiet hechtlaag	97
10.4	Model voor hechting tussen (vezel)beton en staalplaat	98
10.5	Overige aspecten m.b.t. hechting overlaging en staal	102
<b>11</b>	<b>Trekproef</b>	<b>103</b>
11.1	Spanningsconcentraties	103
11.2	Ongewenste momenten	104
11.3	Vorm proefstuk	104
11.4	Trekproef voor HPFRCC	106
11.5	Experimenteel onderzoek Pansuk en Shionaga	107
<b>12</b>	<b>Belastingen</b>	<b>111</b>
12.1	Belastingmodel 1	111
12.2	Thermische belasting	112
12.3	Belastingen door krimp	114

## Resultaat van de literatuurstudie in hoofdlijnen

---

Sinds 1997 is er in Nederland meer aandacht voor vermoeiingsscheuren in orthotrope stalen brugdekken. Aanleiding hiervoor waren de dekplaatscheuren in het pas vernieuwde stalen brugdek van de 2e Van Brienoordbrug. Vooral dit type scheuren verdient de aandacht, daar ze lastig inspecteerbaar zijn en gevaar kunnen opleveren voor het wegverkeer. Inmiddels is bekend dat vermoeiingsgevoelige stalen brugdekken versterkt kunnen worden met een stijve en gewapende HSB (Hoge Sterkte Beton) overlaging. Bij een eerste pilot met de HSB overlaging op de Calandbrug en verdere optimalisaties bij de Lekbrug bij Hagestein en de Moerdijkbrug is gebleken dat deze oplossing uitvoeringsgevoelig is. Met enkele aanpassingen in ontwerp en uitvoering zijn enkele probleempunten al verholpen. Echter, is er nog steeds behoefte om alternatieven te ontwikkelen die beter scoren in arbeidsvriendelijkheid, doorlooptijd, hinder en kosten. Zo heeft Rijkswaterstaat marktpartijen uitgenodigd om een alternatief te ontwikkelen middels de prijsvraag “Minder Hinder” in 2009. Twee kansrijke alternatieven waren: een vezelversterkte overlaging zonder wapening en prefab betonplaten. Nog steeds wordt er in het kader van het project Renovatie Stalen Bruggen van Rijkswaterstaat gekeken naar mogelijke alternatieven.

Een kansrijke methode is het toepassen van een ongewapende ECC (Engineered Cementitious Composite) overlaging. ECC is een vezelversterkte betonsoort die ten opzichte van traditioneel vezelbeton gunstiger eigenschappen heeft in het nascheurgedrag. Dit is het zogenaamde pseudo strain hardening gedrag met meerdere fijne scheuren waardoor het materiaal een zeer hoge vervorming (rek) kan ondergaan zonder dat een discrete scheur ontstaat. Overlagingen met ECC zijn al door meerdere onderzoekers onderzocht en vastgelegd in de Japanse richtlijn. Tevens is het materiaal toegepast op de nieuwe Mihara brug in Japan. Onderzoekers in Japan hebben aan kunnen tonen dat ECC een spanningsreducerende werking heeft op stalen dekken. Dat is gunstig voor de vermoeiingssterkte. Dit is de aanleiding geweest om te onderzoeken of ECC kansen biedt t.a.v. het oplossen/voorkomen van het vermoeiingsprobleem bij/van bestaande orthotrope stalen brugdekken in Nederland.

Uit de onderhavige literatuurstudie is gebleken dat de oplossing van de Japanners weinig/niet vindbaar is in de literatuur.<sup>1</sup> Tevens is het onduidelijk of het stijfheidsverlies na scheurvorming van ECC is meegenomen in de onderzoeken. Het is namelijk gebleken dat de stijfheid van een overlaging een cruciaal onderdeel is van de versterkingsmethode. Echter, door het niet-lineair gedrag is niet op voorhand uit te sluiten dat het materiaal effectief kan zijn (zelfs na scheurvorming). Door het ductiele karakter van ECC is de overlaging namelijk in staat om spanningen te herverdelen, waardoor lineair-elastische formules die (destijds) zijn gebruikt bij de ontwikkeling van de HSB overlaging niet meer gelden. Vandaar dat het accent in het afstudeeronderzoek is gelegd op de stijfheid

---

<sup>1</sup> De auteur heeft twee documenten kunnen vinden in het Japans. Uit de Engelse samenvatting is op beperkte wijze de inhoud van de documenten afgeleid.

van ECC na scheurvorming (het cyclisch trekgedrag) en de herverdelingen van spanningen.

De stijfheidsafname is experimenteel vastgesteld en verder uitgewerkt in het eindrapport. Hierbij is besloten om de mengsels van Shionaga en Pansuk, die eerder geproduceerd zijn met lokale middelen en in dezelfde omgeving, te herproduceren.

Bij de ontwikkeling van de HSB overlaging is in een vroeg stadium benoemd dat de hechting aan het staal een belangrijke parameter is. Voor de ontwikkeling van HSB zijn hiervoor proeven gedaan en tevens is de hechtsterkte meegenomen in de recente EEM berekeningen. Het afstudeeronderzoek van Yang geeft inzicht in het spanningsbeeld in de hechting ter plaatse van een scheur. Overigens is de hechting van ECC met staal voor de toepassing als overlaging onderzocht door Walter. Met de beschikbare informatie in de literatuur is verder onderzoek naar de hechting overbodig.

De huidige berekeningen voor de verificatie van de HSB overlaging en het stalen dek zijn zeer tijdrovend en vereisen zeer geavanceerde numerieke modellen. Door het niet-lineaire gedrag van ECC is het gebruik van geavanceerde niet-lineaire EEM berekeningen namelijk onmisbaar. Gebleken is dat met o.a. het meerlagenmodel herverdelingen in doorsneden gemodelleerd kunnen worden en de staalspanning bepaald kan worden. Herverdelingen in de overige ruimtecoördinaten (verschillende doorsneden) kunnen met de beschikbare methoden in de literatuur (EI-methode en plastische scharnier-methode) en de mechanica gemodelleerd worden. Uit de literatuur blijkt dat de dekplaatscheuren lokaal beschouwd kan worden met een dubbel ingeklemd ligger. De verkregen staalspanning kan met de beschikbare normen vertaald worden naar het vermoeiingsgedrag van de dekplaat.

## Inleiding

---

### Verantwoording

In het kader van het afstudeeronderzoek van Gökhan Dilsiz is een literatuurstudie uitgevoerd om een basis te vormen en het onderzoek verder vorm te geven. Om de lezer van het afstudeeronderzoek inzicht te geven met welke kennis het onderzoek is uitgevoerd, is de literatuur die de auteur tot kennis heeft genomen samengevat. Dit heeft geresulteerd in het onderhavige document. De hoofdlijnen van het resultaat zijn weergegeven in de samenvatting op pagina 1 en 2.

In de loop van het afstudeeronderzoek is dit document als naslagwerk gebruikt. Indien nodig zijn delen uit dit document opgenomen in het eindrapport of is verwezen naar dit rapport.

### Leeswijzer

De auteur heeft de meest relevante literatuur samengevat en beschreven in verschillende hoofdstukken met ieder een eigen onderwerp. Om deze reden kunnen referenties opgesplitst zijn in verschillende hoofdstukken, afhankelijk van hun sub onderwerpen.

Het document is zodanig opgezet dat het gebruikt kan worden als naslagwerk. Om deze reden zijn teksten selectief samengevat en ontbreekt de integraliteit van het document. Voor verdere toelichting wordt verwezen naar de referenties.

De referenties die aan het begin van een hoofdstuk of paragraaf zijn beschreven zijn **dikgedrukt** weergegeven. Deze komen bij specifieke verwijzingen terug in de tekst, door de auteur en een nummer te vermelden: bijv. (1-de Jong). Opgemerkt moet worden dat de verwijzingsnaam naar referenties uit dit rapport niet overeenkomt met de naam en nummering in het eindrapport.

### Overige literatuur

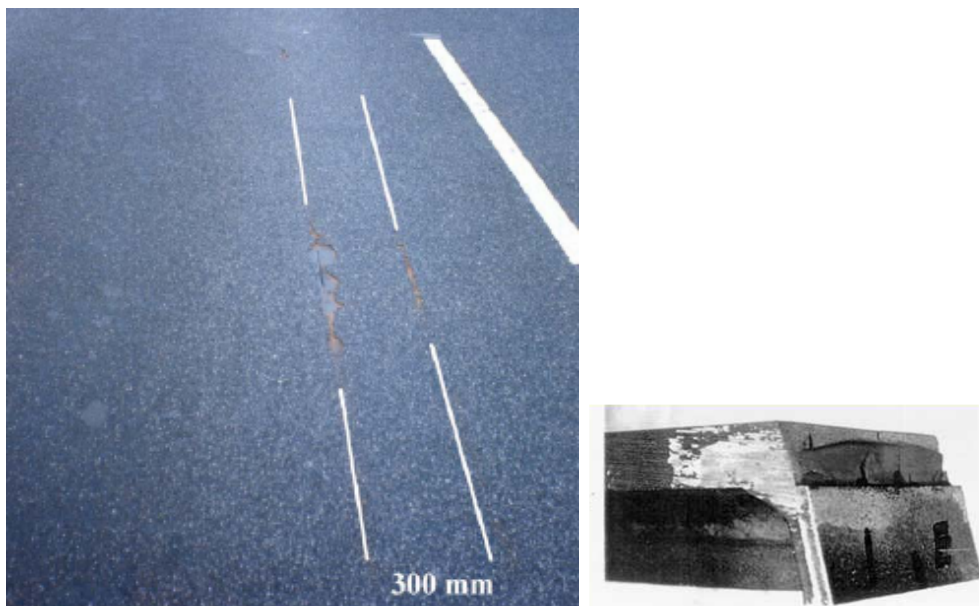
De auteur heeft ook documenten tot kennis genomen, maar niet in het onderhavige document opgenomen. De reden hiervoor was dat de inhoud van de onderstaande referenties niet hoofdzakelijk heeft bijgedragen aan het onderzoek, maar wel de auteur hebben ondersteund bij het vormen van een visie. Overigens zou het onnodig veel tijd hebben gekost om alle documenten, die raakvlakken hebben met het onderwerp, in dit document samen te vatten.

# 1 Het vermoeiingsprobleem

## Referenties:

1. Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., HSB-Betonoverlagingen op stalen bruggen, Rapport 6742-1-5, Kennisdocument, december 2009
2. Boersma, P.D., N. Kaptijn en G. Nagtegaal, Levensduur verlenging van orthotrope stalen rijvloeren. Cement 2004-4, Blz. 56-61.
3. Jong, F.B.P. de, Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks. Proefschrift, Technische Universiteit Delft, 9 januari 2007.
4. Dooren, F.van, H. Sliedrecht, J. de Vries, Betonnen overlaging stalen rijdek Moerdijkbrug. Cement 2008-5, Blz. 28-34
5. Dooren, F. van, Vermoeiingsproblematiek stalen rijvloeren, themamiddag “Vermoeiing van stalen bruggen”
6. Bridgestone, <http://www.bridgestone.co.uk/>, d.d. 19-4-2013

In 1997 bleek dat er in het beweegbare deel van de pas nieuwe 2<sup>e</sup> val van de Brienoordbrug vermoeiingsscheuren in de dekplaat aanwezig waren. Rijkswaterstaat is naar aanleiding van deze scheuren een onderzoek begonnen naar de oorzaak en de omvang van de vermoeiingsscheuren en de ontwikkeling van kostenefficiënte levensduurverlengende maatregelen.



Figuur 1 Dekplaatscheur t.p.v. dwarsligger (3-de Jong)

Het resultaat van het onderzoek was dat het probleem vooral speelt bij orthotrope stalen brugdekken met gesloten verstijvers (troggen). Rijkswaterstaat heeft circa 80 stalen bruggen met dit rijdeksysteem in beheer waarvan een groot deel gevoelig is voor vermoeiing of zelfs vermoeiingsscheuren vertoont. Overigens speelt het vermoeiingsprobleem niet alleen in Nederland, maar is het een wereldwijd probleem.



De oorzaken van de vermoeiingsscheuren zijn (1-Hageman):

- Onvoldoende rekenregels in het verleden voor vermoeiing van bruggen (VOSB 1963)
- Geometrische en uitvoeringstechnische eigenschappen die spanningsconcentraties veroorzaken, maken het ontwerp van orthotrope stalen rijdekken gevoelig voor spanningsconcentraties.
- Gewichtsoptimalisatie uit kostenoverwegingen en de voordelen voor bruggen met grote overspanning
- Grotere toename van verkeersbelastingen en wegverkeer (wegpassages) dan bij het ontwerp werd aangenomen
- Introductie van nieuwe asconfiguraties
- Overgang van dubbellucht naar breedband heeft geleid tot plaatselijk grotere belastingen.



Figuur 2 a) Breedband (super single) en b) dubbellucht (double single) (6-Bridgestone)



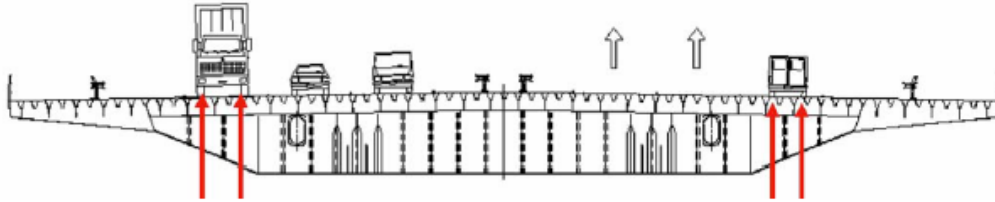
Figuur 3 Ontwikkeling van verkeer op de Moerdijkbrug (4-van Dooren)

Kortom, de gemiddelde beoogde levensduur (100 jaar voor vaste stalen bruggen en 50 jaar voor beweegbare bruggen) wordt niet gehaald, omdat bij elke wisselbelasting spanningsconcentraties optreden in vermoeiingsgevoelige details. Deze wisselbelastingen zijn in de afgelopen jaren toegenomen terwijl het brugdek hierop niet ontworpen is t.a.v. vermoeiing. Hierdoor ontstaan scheuren die kunnen leiden tot onvoldoende draagvermogen.

Bij inspecties is gebleken dat bij de locatie van scheuren onderscheid gemaakt kan worden in:

- De plaats op de brug

- De locatie waar de zwaarste wiellasten aangrijpen is doorgaans de meest rechte rijstrook waar zeer frequent het vrachtverkeer aanwezig is.
- Het lokale onderdeel op het brugdek

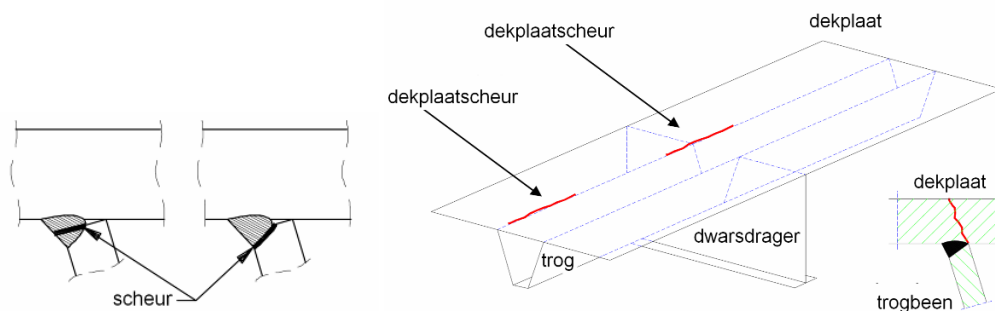


Figuur 4 Vermoeingsscheuren treden vooral op in de stroken met vrachtverkeer (5-van Dooren)

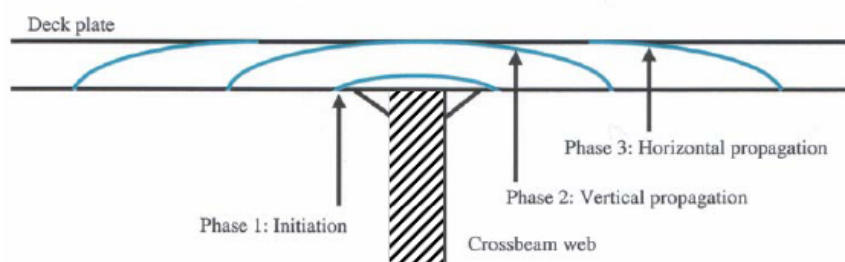
Scheuren bij de zwaar belaste delen van de brug zijn aanwezig op de volgende locaties:

- Passtuk in trog
- Aansluiting trog aan dwarsdrager
- Trog-dekplaat las
- Dekplaat

De dekplaatscheuren (Figuur 1 en Figuur 5b) bleken het meest kritisch te zijn. De scheuren zijn namelijk slecht inspecteerbaar en een lange tijd onzichtbaar door hun specifieke scheurgroei. Bij een scheurlengte van ca. 500 mm (in de rijrichting) en volledige scheurontwikkeling door de dekplaat kunnen de scheuren leiden tot gevaar voor het wegverkeer, daar de dekplaat onderdeel is van de draagconstructie (bovenflens van de dwarsdrager). Ook kunnen er gaten ontstaan het wegdek.



Figuur 5 Vermoeingsscheuren in (a) Trog-dekplaatlas (TRDPL01) (b) Dekplaat (DPS01 en DPS02) (1-Hageman)



Figuur 6 Ontwikkeling van dekplaatscheuren bij de dwarsdrager (3-de Jong)

## 2 Overlaging van Hoge sterkte beton (HSB)

### 2.1 Levensduurverlengende oplossingen

#### *Referentie:*

- **Problematiek stalen rijdekken (PSR), RWS; levensduur verlengende oplossingen. Brainstormsessies.**

#### 2.1.1 Vervangen van brugdek

In het verleden is het beweegbare deel van de tweede Van Brienoordbrug vernieuwd. Dit was een dure oplossing. Tevens zal er weinig behoefte zijn om het dek te vervangen met hetzelfde ontwerp dat op den duur weer vermoeiing zal vertonen. Het vervangen onderdeel moet daarom robuuster zijn t.a.v. vermoeiing dan het afgeschreven onderdeel. Daardoor is er in een korte periode sprake van dubbele aanlegkosten voor het dek.



Figuur 7 Plaatsen van de nieuwe val van de tweede Van Brienoordbrug in 1998, <http://beeldbank.rws.nl>, Rijkswaterstaat

#### 2.1.2 Verleggen van rijstroken

Een methode zonder constructieve ingrepen is het verleggen van de rijstroken. Aangezien de belasting in het verleden vooral de oorspronkelijke zwaar belaste rijstroken heeft beschadigd, kan er tijd gewonnen worden (door schade uit te stellen) door de rijstroken met circa 60 cm te verplaatsen. Deze verkeersmaatregel is vooral geschikt om in de tussentijd toe te passen waarin de brug niet voldoet t.a.v. vermoeiing. Hierdoor hoeft de brug niet afgesloten te worden.

### 2.1.3 Herstellen van vermoeiingsscheuren

Een andere methode is het herstellen van vermoeiingsscheuren. Aangezien inspectie en herstel veel hinder veroorzaken en veel kosten met zich meebrengen, is er behoefte aan meer duurzame oplossingen. Uiteraard kunnen reparaties van scheuren in combinatie met andere maatregelen uitgevoerd worden.

### 2.1.4 Duurzame oplossingen

De hierboven beschreven maatregelen zijn niet duurzaam. Tevens zijn herstel- en vervangingsmaatregelen duur en veroorzaken veel hinder voor het verkeer. In de periode tussen 1997 en heden zijn er meerdere duurzame oplossingen onderzocht.

Een eerste brainstormsessie in de periode 1997-1999 heeft geleid tot de volgende reeks oplossingen:

- Vullen van de troggen
- Toepassing van vezelversterkte kunststof strips
- Effectievere slijtlaag (alleen voor vaste bruggen)
- Spanning verlagende laag op dekplaat
- Spanning verlagende laag onder dekplaat

Bij het zoeken naar de meest geschikte methode is o.a. gekeken naar: hinder, effectiviteit t.a.v. levensduurverlenging en kosten. Uiteindelijk is gekozen om een spanning verlagende laag van zwaar gewapende in-situ hogesterktebeton (HSB) op de dekplaat verder te onderzoeken. Overige methoden zijn toen niet verder onderzocht.

## 2.2 HSB overlaging

### *Referentie:*

- **HSB-Betonoverlagingen op stalen bruggen, Rapport 6742-1-5, Kennisdocument, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., 1 december 2009**

Nadat het vermoeiingsprobleem aan het licht kwam is bij de ontwikkeling van de HSB overlaging veel kennis en ervaring opgedaan en vastgesteld in verschillende documenten. In opdracht van Rijkswaterstaat is de belangrijkste informatie vastgelegd in een kennisdocument dat is opgesteld door Adviesbureau Hageman (Hageman).

### 2.2.1 Eisen aan de HSB overlaging

Spanningsreductie staalconstructie:

- Hiermee wordt beoogd om de restlevensduur van de brug te verlengen. De HSB overlaging is primair ontwikkeld voor de dekplaatscheur en secundair voor de langlasscheur.

Veilige en comfortabele passage wegverkeer:

- Hiermee wordt bedoeld dat het wegooppervlak voldoende stroef is en een vlak alignment (verlopende dikte van de overlaging op het stalen dek) heeft.

Dragen verkeersbelasting:

- De overlaging moet bestand zijn tegen lokale wiellasten en globale vervormingen van de brug.

Enkele eisen die zijn vertaald naar onderliggende technische eisen (bij de brug bij Hagestein en de Moerdijkbrug) zijn hieronder opgesomd:

Sterkteklasse:	C90/105
E-modulus (ongescheurd) (28 d):	50 GPa (tolerantie 10%)
Buigtreksterkte (28 d):	10 MPa (tolerantie 25%)
Autogene krimp (90 d):	kleiner dan 0,3‰
Verhardingskrimp (90 d):	kleiner dan 0,45‰
Scheurwijdte als gevolg van krimp:	maximaal 0.1 mm
Aanhechtsterkte beton-epoxy (28 d):	minimaal 3 MPa
	(proeven op kernen d=50 mm)
Aanhechtsterkte epoxy-hechtlaag:	7 MPa
Stroefheid epoxy-slijtlaag:	minimaal 0.52 [-]

## 2.2.2 Principe van de HSB overlaging

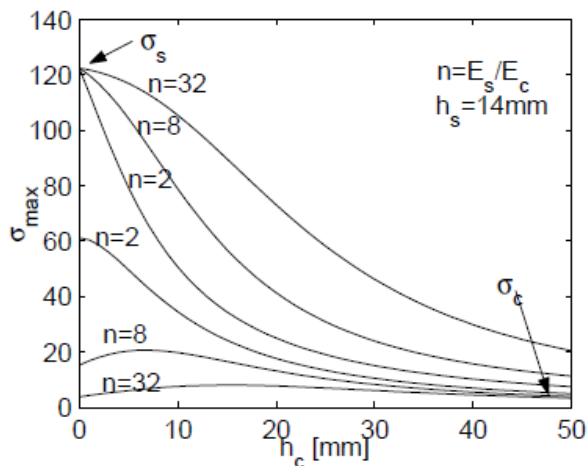
**Referentie:**

- **Walter, R., Cement-Based Overlay for Orthotropic Steel Bridge Decks: A Multi-Scale Modeling Approach. Dissertatie Technische Universiteit van Denemarken, 2005.**

Bij lineair-elastisch gedrag van zowel de stalen dekplaat als de HSB overlaging en perfecte hechting tussen beide materialen, kan het basisprincipe ervan beter uitgelegd worden. In principe kan aangenomen worden dat deze aannamen correct zijn. In Figuur 58 is te zien dat de spanningsreductie constant is voor het gehele spanningspectrum, dus zou de constructie zich lineair-elastisch moeten gedragen.

Door aan de dekplaat een overlaging toe te voegen, stijgt de buigstijfheid van de plaat. Dit komt ten goede aan de staalspanning. In Figuur 8 is de spanningsreductie voor een 14 mm dikke dekplaat weergegeven als functie van de dikte van de overlaging en de stijfheid ervan. Te zien is dat er voor alle overlagingen een kritieke dikte bestaat waar het toepassen van een dikkere overlaging weinig effect heeft. Zo kan voor een realistische relatieve stijfheid  $n = 8$  ( $E_c \approx 26 \text{ GPa}$ ) gezien worden dat tot 30 mm de meeste spanningsreductie wordt gehaald. Voor een minder stijve overlaging ( $n = 32$  en  $E_c \approx 6,5 \text{ GPa}$ ) zou deze spanningsreductie pas gehaald worden bij 50 mm.

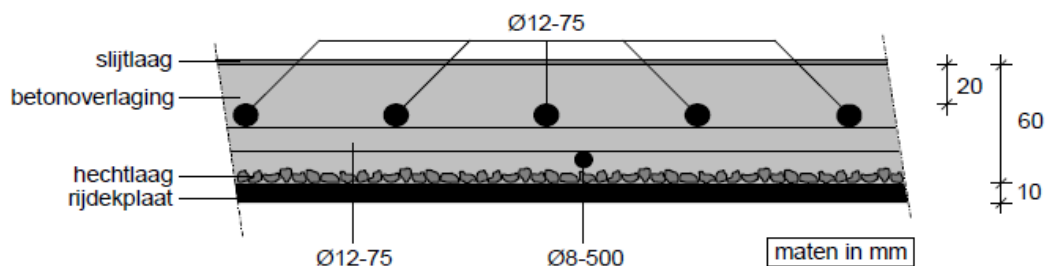
In Figuur 58 is te zien dat d.m.v. rekmetingen op de Calandbrug een spanningsreductie (reductie van  $\Delta\sigma_s$ ) van 80% is waargenomen.



Figuur 8 Relatie tussen de spanningsreductie in de stalen dekplaat en de hoogte van de betonoverlaging (Walter)

### 2.2.3 De techniek

De techniek die op dit moment wordt toegepast op vermoeiingsgevoelige orthotrope stalen brugdekken is een HSB mengsel van C90/105 (met ca. 70 kg/m<sup>3</sup> staalvezels) met een verwerkbaarheid die overeenkomt met die van een thixotrope vloeistof (goed verwerkbaar onder invloed van trillingen, zetmaat 20-40 mm en schudmaat 300-350 mm). Het HSB wordt aangebracht op een schoongestraalde rijdeplaat met een epoxyhechtlaag (2-3 mm) ingestrooid met gecalcineerd bauxiet (4-6 mm) die zorgt voor volledige samenwerking. Het principe van de opbouw van gerealiseerde overlagingen, is van onder naar boven gezien (dd. 1 december 2009) (zie Figuur 9): afstandhouderstaven Ø8-500, twee lagen wapening Ø12-75, dekking van 20 mm en een in epoxy ingestrooide slijtlaag. De dikte van de overlaging verschilt echter bij de projecten die nu lopen en is tevens afhankelijk van de alignment. Als minimale dikte voor de overlaging (hechtlaag, afstandhouderstaaf, wapening en HSB incl. dekking) wordt 60 mm aangehouden. Op de HSB wordt een ingestrooide slijtlaag van epoxy aangebracht t.b.v. de stroefheid. De kennis die is opgedaan met deze techniek is uitgewerkt in het kennisdocument (Hageman).



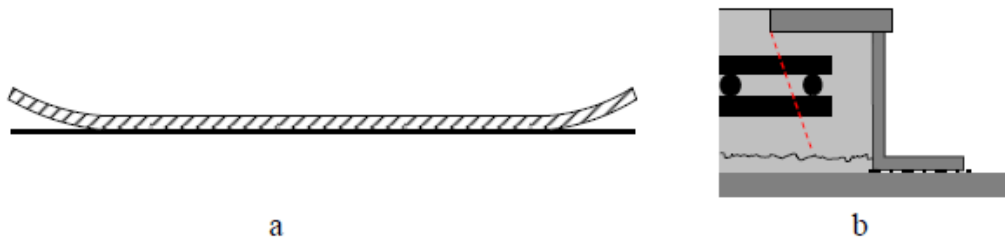
Figuur 9 HSB overlaging (Hageman)

De HSB overlaging is primair ontwikkeld om de spanningswisseling in het staal zodanig te verlagen dat dekplaatscheurvorming wordt voorkomen; secundair is deze ontwikkeld voor de langslascheuren. Door samenwerking van de stijve overlaging en de dekplaat zal de spanningswisseling in het staal verlaagd worden. De stijfheid van de overlaging en de hechting is hierbij een belangrijke parameter.

De techniek is stapsgewijs beproefd en gebruikt bij het versterken van o.a. de Calandbrug, de val van de Tweede van Brienoordbrug, de Moerdijkbrug en de Lekbrug bij Hagestein en zal in de toekomst op meerdere stalen bruggen worden toegepast in Nederland.

Bij de ontwikkeling van de HSB overlaging is nagedacht over verschillende methoden om voor de samenwerking te zorgen tussen de overlaging en het stalen dek. Een methode was het gebruik maken van deuvels. Dit is later afgefallen, door twee redenen: (i) deuvels zorgen voor spanningsconcentraties (vermoeiing), (ii) deuvels zijn zeer arbeidsintensief (lees: duur). Een andere methode om twee verschillende materialen samen te laten werken is adhesie. Door het dek te zandstralen kan het beton zich hechten aan de staalplaat. De gebruikte methode bij de HSB overlaging is een lijmlaag. Deze verbinding is voldoende in staat de schuif- en trekspanning te weerstaan en tevens te zorgen voor voldoende reductie van de wisselspanning. Aldus kan samenwerking tussen de overlaging en het stalen dek gerealiseerd worden.

Door opgelegde vervormingen (temperatuur en krimp) die verhinderd worden door het stalen dek zullen er trekkrachten ontstaan in het beton. Aangezien er een excentriciteit is tussen de resultante van de trekkracht en de schuifkracht in de hechtingslaag, zal de overlaging de neiging hebben om omhoog te komen. Dit is het zogenaamde schoteffect. Om dit te voorkomen is er een randstelprofiel ontwikkeld dat de peelingkracht moet opvangen.



Figuur 10 (a) Schoteffect (b) Randstelprofiel (Hageman)

## 2.2.4 Analyses en berekeningen bij de ontwikkeling

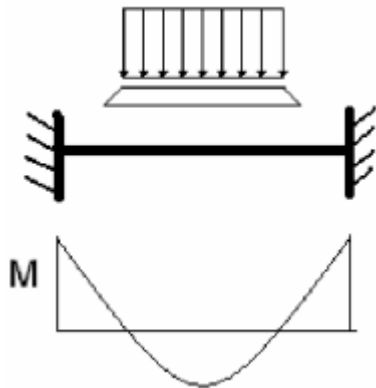
### Referentie:

1. Jong, F.B.P. de, **Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks. Proefschrift, Technische Universiteit Delft, 9 januari 2007.**
2. Dooren, F. van, **Vermoeiingsproblematiek stalen rijvloeren, themamiddag “Vermoeiing van stalen bruggen”**

Tijdens het ontwikkelingstraject van de HSB overlaging zijn berekeningen uitgevoerd en rekenmethoden ontwikkeld door Rijkswaterstaat. Deze zijn o.a. te vinden in het proefschrift van de Jong en toegelicht in het kennisdocument van Hageman. Het doel van de berekeningen was om aan te tonen dat de HSB overlaging effectief is t.a.v. spanningsreductie en de praktijktoepassingen bij de brug bij Hagestein en de Moerdijkbrug in orde waren.

Bij de berekeningen is onderscheid gemaakt tussen verschillende niveaus van belastingafdracht: primair (dekplaat naar trogbenen), secundair (troggen naar

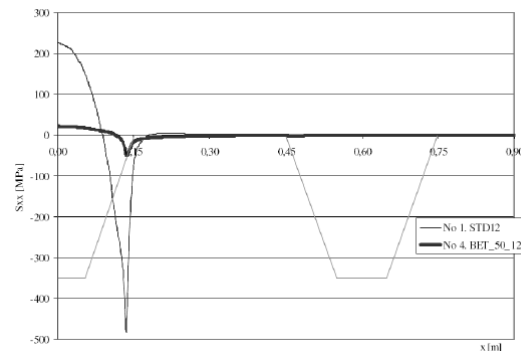
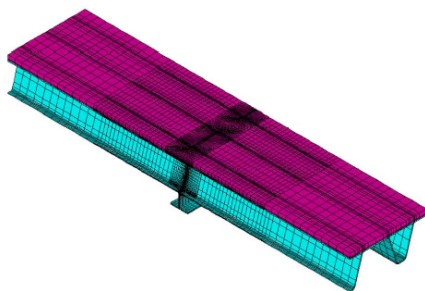
dwarsligger), tertiair (dwarsligger naar hoofdligger) en quartair (hoofdliggers naar draagconstructie). Afhankelijk van het detail dat bestudeerd werd, werd beoordeeld welke niveaus effect hadden op de wisselspanning. Zo is naast alleen lokaal gedrag van de dekplaat (primair) ook de doorbuiging van troggen meegenomen (secundair). Voor het lokaal gedrag van de rijvloer bij een wiellast boven de trog ter plaatse van de dwarsdrager bleek dat het primair gedrag maatgevend is. Om deze reden zijn er ook berekeningen gemaakt met een vereenvoudigd mechanicamodel (Figuur 11).



Figuur 11 Mechanicamodel voor vereenvoudigd model voor wiellast boven trogbeen t.p.v. dwarsdrager (2-van Dooren)

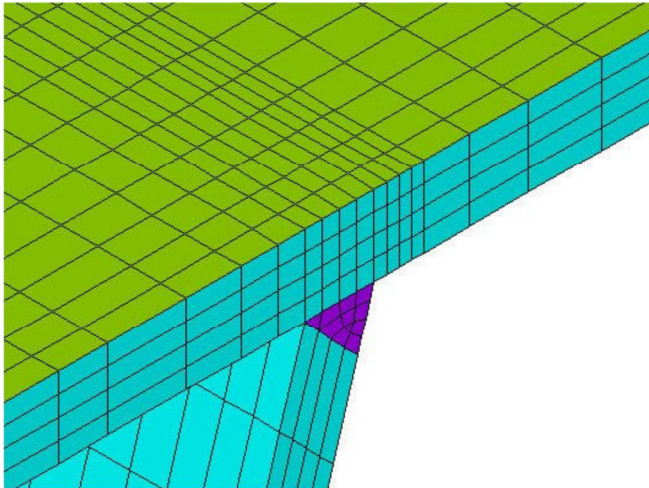
De eerste (lineair-elastische) EEM berekeningen voor het modelleren van het lokaal gedrag, van de rijvloer alleen bij een wiellast boven de trog ter plaatse van de dwarsdrager, werden uitgevoerd met plaalementen. Hieruit bleek dat lokale wielbelastingen spanningspieken veroorzaakten in de dekplaat. Later zijn berekeningen uitgevoerd met volume elementen. De reden hiervoor was dat plaalementen niet in staat waren om de reductie van spanningswisselingen nauwkeurig te bepalen.

In de EEM berekeningen met volume elementen zijn de lassen gemodelleerd als full penetration welds ondanks dat het modelleren van een partial penetration weld tot nauwkeurigere resultaten zou leiden. De redenen hiervoor waren dat partial penetration welds moeilijk te modelleren zijn. Daarnaast werd als referentie dezelfde modellering met asfalt aangehouden, zodat een realistische vergelijking mogelijk was. Het bleek dat de lasgeometrie weinig invloed heeft op de dekplaatscheur.



Figuur 12 Toegepast eindige-elementenmodel en resultaat voor spanningen in dekplaat (1-de Jong)





Figuur 13 Mesh van full penetration weld (1-de Jong)

Bij de praktijktoepassingen Moerdijkbrug en de brug bij Hagestein is gebleken dat op een aantal plaatsen in de brugconstructie tertiaire en quataire effecten meegenomen moesten worden. De effecten van wringspanningen in de buurt van een einddwarsdrager en de extra trekkrachten ter plaatse van een rivierpijler zijn meegenomen. Het is daarnaast ook gebleken dat de versterking van het dek de verdeling van wielbelasting op de orthotrope plaat (en daarmee de krachtverdeling) beïnvloedt.

## 2.2.5 Huidige rekenmethodiek

### Referenties:

1. **Phase 2 Assessment Report: Ewijkbrug, Project Renovatie Stalen Bruggen, Revision B, July 2011**
2. **Generic Design Basis, Project Renovatie Stalen Bruggen, Revision D, January 2011**
3. **Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, M.H.Kolstein 2007**
4. **RP-C203 Fatigue strength analysis of offshore steel structures Det Norske Veritas (DNV)**
5. **NEN-EN 1993-1-9:2006 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue**
6. **NEN-EN 1993-1-9:2005+C1:2006/NB:2009 – Dutch National Annex to Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: Fatigue**
7. **Dooren, Frank van. 22 July 2009, Vermoeiingsspectrum stalen bruggen MC contract (v3), RWS DI afd. SWI, Utrecht, The Netherlands**

In het kader van het Project Renovatie Bruggen is een vermoeiingsanalyse uitgevoerd voor o.a. de Waalbrug bij Ewijk met als resultaat de vermoeiingsschade (per detail) gedurende de renovatie en 30 jaar na de renovatie (met HSB overlaging en staalverstevingingen) (1-Arup). Indien de normen niet voldoende richtlijnen boden, is gebruik gemaakt van de resultaten van

onderzoeken door RWS (o.a. beschreven in het kennisdocument van bureau Hageman) en waar nodig van numerieke niet-lineaire analyses en testen. Naast de vermoeiingsanalyse is de brug ook getoetst in BGT en UGT.

### 2.2.5.1 Modelling

In de berekeningen worden drie detailniveaus onderscheiden die hieronder worden beschreven:

1. Globale lineair-elastische EEM-berekeningen van de gehele brug met pakket Oasys GSA:
  - Toetsing van hoofdconstructie op vermoeiing met hoofdzakelijk 1d- en 2d-elementen.
  - De krachtsverdeling in het dek wordt gedestilleerd uit dit model als input voor het lokale model in MSC Nastran (zie hieronder).
  - Het orthotrope stalen dek wordt gemodelleerd met lijnelementen (hoofdliggers, troggen en dwarsliggers) en plaalementen (dekplaat inclusief HSB overlaging).
  - De methodiek voor het modelleren van het dek van alle bruggen binnen project het Renovatie Bruggen is gelijk
2. Lokale gedetailleerde lineair-elastische EEM-berekeningen van het brugdek met pakket MSC Nastran
  - Lokale geometrie van alle bruggen binnen het project Renovatie Bruggen verschilt dusdanig dat dit de prestatie t.a.v. vermoeiing beïnvloedt. Hierdoor is voor de Waalbrug bij Ewijk een individueel model opgesteld.
  - Het model bevat de asfaltlaag en/of HSB overlaging, dekplaat, troggen, hoofdliggers en dwarsliggers.
  - De dekplaat, troggen, hoofdliggers en dwarsliggers zijn gemodelleerd met plaalementen. De asfaltlaag en/of HSB overlaging zijn gemodelleerd als volume-elementen.
  - De HSB overlaging is zowel gescheurd als ongescheurd gemodelleerd. Er is een gemanipuleerde gescheurde stijfheid van het HSB afgeleid middels de voorspelde rekken in het HSB en de realistische materiaaleigenschappen ervan.
  - De fijnheid van het model is dusdanig gekozen dat de spanningsconcentratie met voldoende nauwkeurigheid voorspeld kan worden. Dit is orde grootte gelijk aan de dikte van de plaat.
  - Bij het modelleren van de HSB overlaging wordt verondersteld dat de epoxy-bauxiet hechtlaag deels voor compositiete samenwerking zorgt.
  - De breedte van het model is gelijk aan de breedte van de brug. De lengte is gelijk aan 1/5 van de bruglengte. Hierbij wordt de zwaarst belaste locatie (verkregen uit de analyse met vermoeiingsbelastingen van Oasys GSA) in beschouwing genomen.

- Output zijn de spanningen bij de volgende locaties die input vormen voor de relevante S-N curves:
  - Trog-dekplaat
  - Passtuk trog
  - Trog-dekplaat bij dwarsligger
  - Dekplaat-dwarsligger
  - Trog-dwarsligger
  - Dekplaat bij dekplaatlassen
- De spanningen benodigd voor de S-N curves zijn directe spanningen, principal stresses en hot-spot stresses (lasspanningen zonder meenemen van spanningsconcentratie door lasprofiel)
- De belasting is een combinatie van:
  - De belasting aan de uiteinden van het model verkregen uit het globale model van Oasys GSA.
  - Verkeersbelastingen op het wegoppervlak
- 3. *Vervallen*: Lokale gedetailleerde lineair-elastische EEM-berekeningen van het brugdek inclusief HSB overlaging met FEM pakket LS-DYNA
  - Bedoeld als validatie van eerdere modellen waar het lokale gedrag van HSB overlagingen werd onderzocht
  - Voorgestelde onderzoeksvraagstukken zijn:
    - Lokale wiellast op een trog
    - Lokale wiellast op een dwarsligger
    - Onthechting van betonoverlaging
    - Bepalen van gemanipuleerde lineaire stijfheid van het HSB (met vezels)
    - Onderzoek naar de afschuifsterkte van de epoxylaag
  - Modellen zouden bestaan uit dekplaat, troggen, hoofdliggers, dwarsliggers en HSB overlaging
  - Randvoorwaarden zouden gevalideerd worden op effecten
  - Het model zou uitgebreid worden met niet-lineaire analyses om locaties die niet voldoende sterkte zouden hebben volgens de normen te toetsen.
    - De HSB overlaging wordt met niet-lineaire materiaalmodellen gemodelleerd. In de constitutieve eigenschappen van het beton wordt het nascheurgedrag door de staalvezels meegenomen. De traditionele wapening wordt gemodelleerd door de eigenschappen van het wapeningsstaal toe te kennen aan de solid elements of door liggerelementen in de solid elements te modelleren die de overlaging representeert.
  - HSB overlaging, epoxy hechtlaag en dekplaat worden gemodelleerd met volume-elementen. Dit geldt ook voor de

locaties waar de troggen en dwarsliggers in aanraking komen met de dekplaat. Overige locaties worden gemodelleerd met plaalementen.

- De dichtheid van de mesh komt ongeveer overeen met de helft van de dekplaatdikte. Dit is nodig om de lokale krachtsverdeling in de HSB overlaging en de epoxy hechtlaag te bepalen.

Enkele generieke waarden waarmee brugdekken binnen het project Renovatie Bruggen worden gemodelleerd zijn:

#### 4. HSB:

- Min. cilinderdruksterkte: 90 MPa
- Staalvezels: 75 kg/m<sup>3</sup>
- Min. buigtreksterkte<sup>2</sup>: 7.5 MPa
- E-modulus (niet-gescheurd): 45-55 GPa
- E-modulus (gescheurd): 22.5 GPa
- Dichtheid (exclusief wapening): 2700 kg/m<sup>3</sup>
- Uitzettingscoëfficiënt: 12x10<sup>-6</sup> K<sup>-1</sup>
- Wapeningsstaal: B500

#### 5. Epoxylaag (niet gecombineerd met bauxiet):

- Min. druksterkte: 50 MPa
- Min. treksterkte: 18 MPa
- Min. adhesive (staal): 7 MPa
- Min. adhesive (bauxiet/beton): 3 MPa
- Min. schuifsterkte (idem): 10 MPa
- Min. E-modulus: 2.3 GPa
- Dichtheid: 1800 kg/m<sup>3</sup>
- Uitzettingscoëfficiënt: 90x10<sup>-6</sup> K<sup>-1</sup>
- Poisson ratio: 0.4
- Bij de epoxy-bauxiet hechtlaag wordt geen volledige samenwerking aangenomen. De hechtlaag wordt gemodelleerd als een 3 mm dikke laag met volume-elementen met een E-modulus van 1.15 GPa.

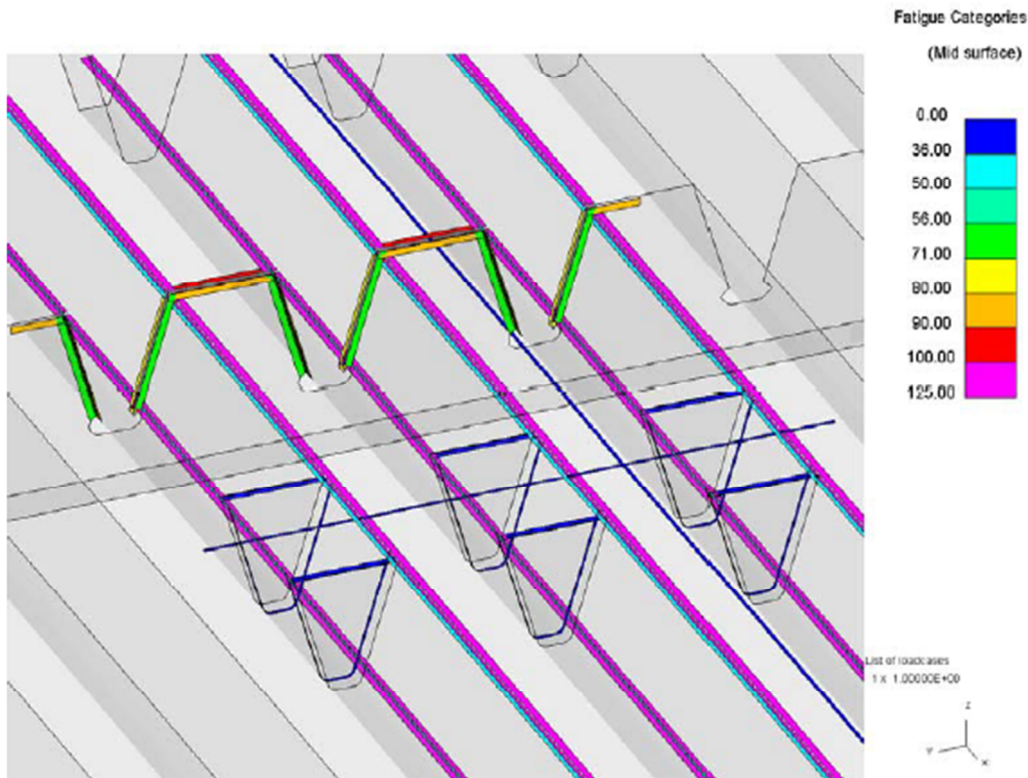
### 2.2.5.2 Belastingen

De voertuigklassen (aslast en wieltype) en het aantal voertuigpassages per jaar per voertuigklasse zijn gemodelleerd met belastingen gebaseerd op de metingen op de Moerdijkbrug (7-van Dooren) volgens belastingmodel 5 van NEN-EN 1991-2:2003/NB:2009.

<sup>2</sup> Bepaald met driepuntsbuigproef met betonproefstuk van 50 mm hoog en 150 mm breed met een overspanning van 500 mm volgens CEN / RILEM methode.

### 2.2.5.3 Vermoeiingsanalyse

De vermoeiingsklassen van de lasen in het orthotrope dek worden gehaald uit Eurocode 3 (inclusief National Annex) en het onderzoek van Kolstein (3-Kolstein). In Figuur 14 zijn enkele voorbeelden van de vermoeiingsklassen afgebeeld.



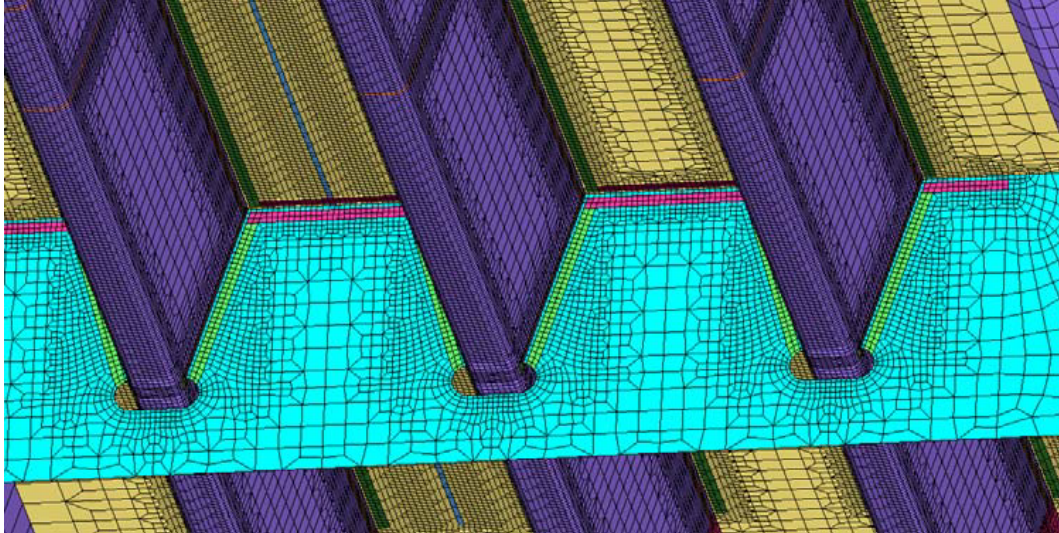
Figuur 14 Vermoeiingsdetail voor Diaphragm 'A' met openingen in de dwarsliggers

De spanningen voor de vermoeiingsanalyse worden gedestilleerd uit het resultaat van de lokale EEM analyses. Om de juiste spanningen te verkrijgen wordt voor alle details de spanning aan de uiterste vezel van het staal gebruikt. De spanningen uit het EEM model zijn directe spanningen. Deze worden vervolgens geroteerd in de juiste richting.

Voor de stuiklassen die bijv. de dekplaat verbinden, wordt de directe spanning vertaald naar de spanning die orthogonaal ligt op de lijn van de las. Voor lassen die platen verbinden die niet in het zelfde vlak liggen is de hot spot methode gebruikt volgens de Eurocode om de scheuren bij de teen of de hiel van een las te bepalen. De spanningen bij de teen en de hiel van de las zijn gebruikt voor het bepalen van het mogelijk optreden van scheuren in de dekplaat. De spanningen bij de teen van de las zijn gebruikt om scheuren te voorspellen in de trogplaat of de las. De trog-dekplaatverbinding is getoetst volgens de methode beschreven in het proefschrift van Kolstein. Hierin wordt aanbevolen om de spanningen tot op een positie 0.4 en 1.0 maal de dekplaatdikte van de hiel van de las te extrapoleren. De andere lassen zijn volgens de richtlijnen voor offshore constructies van DNV getoetst (4-DNV). In dit document wordt aanbevolen om de spanningen te extrapoleren tot 0.5-1.5 keer de dekplaatdikte van de teen of hiel van de las. De

spanningen die hiervoor gebruikt worden zijn de directe spanningen die orthogonaal liggen op de lijn van de las.

De partiële veiligheidsfactoren voor de vermoeiingssterkte is aangehouden als 1.15 (Safe Life methodology met low consequence of failure volgens Eurocode 3).



Figuur 15 Mesh van het lokale model

De schadeberekeningen op basis van de spanningswisselingen die optreden in de kritieke details worden middels het stroomdiagram van bijlage 2 uitgevoerd.

#### 2.2.5.4 Resultaat gevoeligheidsanalyse

Uit een gevoeligheidsanalyse is gebleken dat m.b.t. de spanning ter plaatse van de trog-dekplaat verbinding de volgende parameters grote invloed hebben: de stijfheid van de epoxy in de hechtlaag en de uniform verdeelde verkeersbelasting. In verband met de gevoeligheid hiervoor in vergelijking met aslasten is de volledige voertuigencombinatie gebruikt. De berekeningen bleken minder gevoelig te zijn voor de toepassing van een asfaltlaag.

Het uiteindelijke resultaat van de vermoeiingsberekeningen was dat de trog-dekplaat verbinding en de dekplaat het meest te lijden hebben door vermoeiing.

#### 2.2.6 Verbeterpunten t.a.v. uitvoering

##### *Referentie:*

- **Ervaringsdocument Uitvoering, Renovatie Stalen Bruggen. Oktober 2012**

Bij de uitvoering van de overlagingen op de brug bij Hagestein en de Moerdijkbrug zijn de volgende moeilijkheden opgetreden:

1. Onvoldoende stroefheid en textuur betonoppervlak
2. Onvoldoende vlakheid
3. Onvoldoende betondekking

#### 4. Holle ruimtes in het beton

Naar aanleiding van deze problemen waren er al een aantal aanpassingen in het ontwerp doorgevoerd.

Na drie renovaties van stalen bruggen door Rijkswaterstaat in het kader van project Renovatie Stalen Bruggen is er ervaring opgedaan door de aannemers met de uitvoering van HSB overlagingen. Dit is door de opdrachtgever vastgelegd in een ervaringsdocument (Arup 2012) met als doel om het uitvoeringsproces in de toekomst te stroomlijnen. Ten tijde van de renovaties waren de wijzigingen in het ontwerp en de uitvoering al doorgevoerd n.a.v. het kennisdocument van bureau Hageman.

Bij de uitvoering kwamen de volgende moeilijkheden en risico's aan het licht:

5. Te grote/kleine dekking van wapening
6. Te groot aangebrachte dikte van het HSB
7. Te lage hechtsterkte van het HSB aan de hechtlaag op sommige locaties
8. Uitvoering HSB overlaging is (weers)gevoelig
9. Krimpscheuren

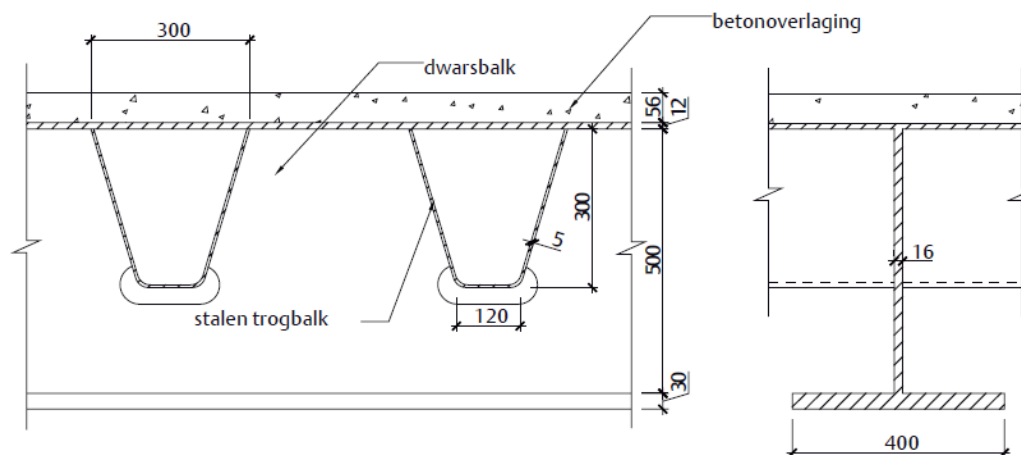
Naar aanleiding van o.a. de bovenstaande problemen zijn de volgende aanbevelingen gedaan:

- De HSB overlaging, toegepast bij het project Renovatie Stalen Bruggen, is dikker dan eerder werd toegepast (voorheen minimaal 60 mm). Hiermee wordt beoogd meer ruimte te creëren voor het opvangen van hoogteafwijkingen in het stalen rijdek.
- Een lijm toepassen die een dusdanige viscositeit heeft dat er lokaal geen dikkere lijmlaag ontstaat door oneffenheden in het dek.
- Schoon houden van de hechtlaag door schoonblazen
- Extra controle op hoogte wapening
- Overhoogte aanbrenge in HSB overlaging en later wegfreen
- Ingangscntrole voor beton
- Minder uitstorten van HSB zodat geen voortijdige uitharding plaatsvindt
- Vergunning voor vluchtstrook voor betonwagens
- Opruwen van beton om hechting met slijtlaag te verbeteren

## 2.3 Afstudeeronderzoek van Yang

### Referenties:

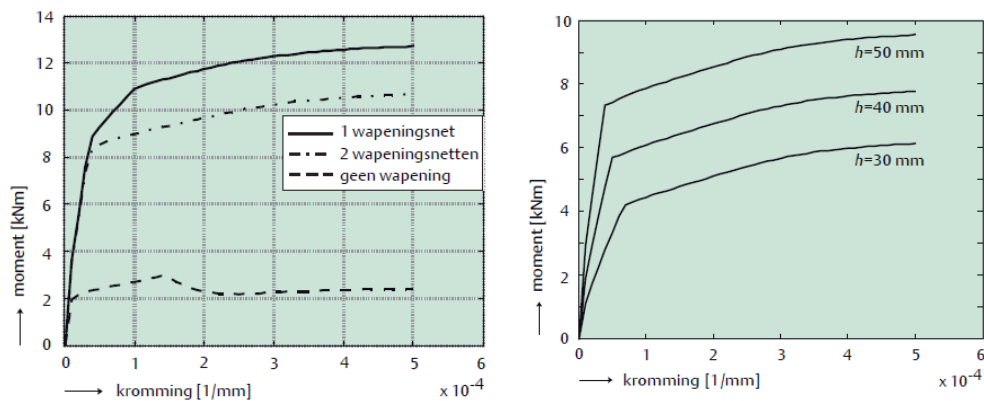
1. Yang, Y., **Bending behavior of a High Performance Concrete overlay on an orthotropic steel deck. Master Thesis, Technische Universiteit Delft, 29 augustus 2007.**
2. Yang, Y., J.C. Walraven, J.A. den Uijl, **Overlaging hoogwaardig vezelbeton op een orthotroop stalen brugdek. Cement 2008-5, Blz. 71-75.**
3. Braam, C.R., P. Buitelaar, and N. Kaptijn, **Reinforced high performance concrete overlay system for steel bridges, in 5th Int. CROW-workshop, on Fundamental Modeling of the Design and performance of Concrete Pavement, 2003.**
4. Walter, R., **Cement-Based Overlay for Orthotropic Steel Bridge Decks: A Multi-Scale Modeling Approach. Dissertatie Technische Universiteit van Denemarken, 2005.**



Figuur 16 Afmetingen van het orthotrope dek en HSB overlaging van de Calandbrug (2-Yang)

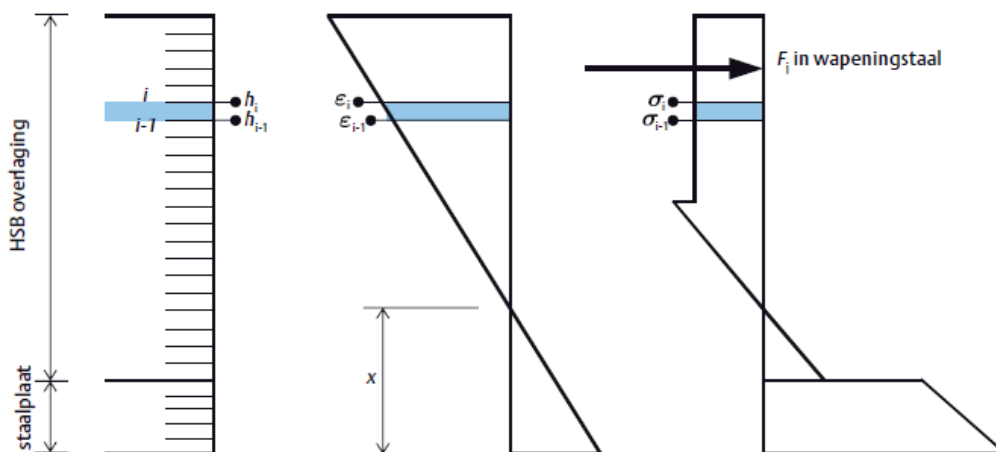
In 2008 is door Yang op (semi-)analytische wijze de gewapende HSB overlaging (met vezels) van de Calandbrug gemodelleerd om beter inzicht te krijgen in het effect van vezelgebruik, dikte en de hoeveelheid wapening. De dikte van de overlaging (oorspronkelijk 56 mm) en de twee wapeningsnetten van de HSB overlaging hadden aanzienlijk gereduceerd kunnen worden bij de Calandbrug. Yang heeft aangetoond dat één wapeningsnet en een reductie in de hoogte (tot 30 mm) van de overlaging voldoet t.a.v. spanningsreductie in de dekplaat. Het gebruik van wapening vergroot weliswaar het draagvermogen van de samengestelde HSB-staal plaat aanzienlijk, door de ligging in de trekzone, maar een tweede laag blijkt onnodig te zijn. Een grotere taaiheid van het vezelbeton, leidt ook tot een groter draagvermogen.





Figuur 17 a) Vergelijking tussen drie wapeningsconfiguraties en b) invloed van de dikte van de overlaging op het buigdraagvermogen van de samengestelde plaat (2-Yang)

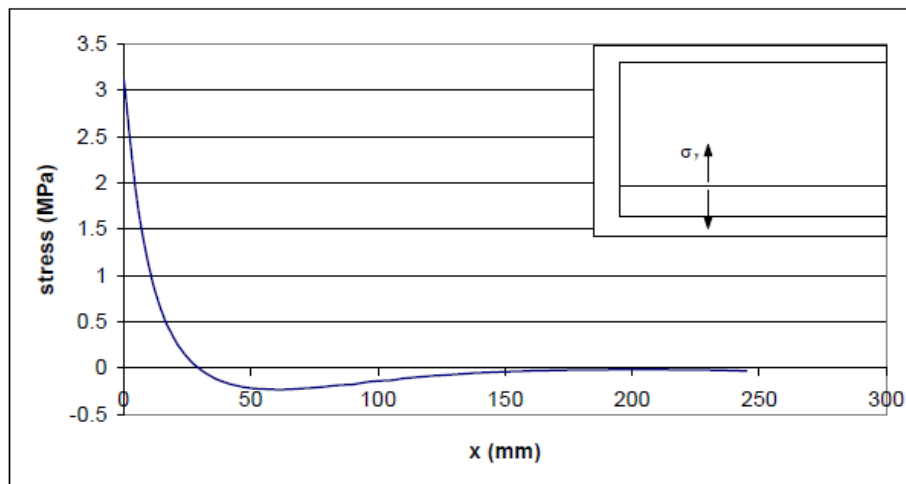
In het onderzoek van Yang is hoofdzakelijk gekeken naar het voorkomen van de dekplaatscheuren door het “steunpuntsmoment” boven de trogbenen te reduceren. Voor het modelleren van het fysisch niet-lineair gedrag van het vezelbeton, heeft hij het meergelagenmodel gebruikt (zie paragraaf 6.7). Dat acht hij voor hoogwaardig vezelbeton voldoende betrouwbaar, door de goede overeenkomsten met vierpunts-buigproeven op ongewapend vezelbeton. Yang heeft het nascheurgedrag van het HSB, dat met staalvezels is versterkt, vereenvoudigd door een reductiefactor te introduceren op de treksterkte (semi-elasto-plastisch gedrag). Deze reductiefactor is geverifieerd middels trekproeven in het Stevinlaboratorium aan de TU Delft. Het kracht-verplaatsing diagram is omgezet in een spanning-rek diagram door een zogenaamde karakteristieke lengte  $l_c$  aan te nemen.



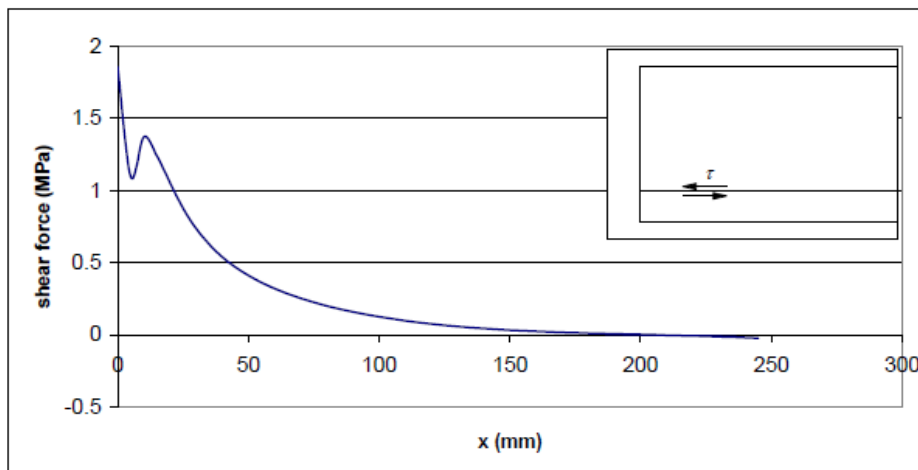
Figuur 18 Procedure gehanteerd voor de meergelagensimulatie (2-Yang)

Yang is bij het modelleren van het buiggedrag uitgegaan van perfecte hechting, gebaseerd op de eerdere proeven van Braam (3-Braam). Hij steunt tevens op het promotieonderzoek van Walter (4-Walter), waaruit blijkt dat het gebruik van taaier beton, het onthechten uitstelt. Met een eenvoudig lineair-elastisch lokaal model van een discrete scheur zonder krachtoverdracht (geen wapening en geen vezels) heeft Yang aangetoond dat bij de staal-beton hechting een grote trek- en schuifspanning ontstaat loodrecht op de hechting. Yang raadt aan om overlagingen zodanig te ontwerpen dat scheuren niet doorgroeien tot de staalplaat en meer vezels en wapening te gebruiken om spanningen in de doorsnede over te

kunnen dragen, zodat de lokale spanningsconcentratie in de hechting gereduceerd wordt.



Figuur 19 Trekspanning loodrecht op de staal-beton hechting (1-Yang)



Figuur 20 Schuifspanning in de staal-beton hechting (1-Yang)

Opgemerkt dient te worden dat Yang alleen rekening heeft gehouden met herverdelingen van spanningen binnen een doorsnede, maar niet gekeken heeft naar herverdelingen van momenten. Overigens kunnen er door globale effecten van de brug grote doorsnedekrachten optreden in de overlaging, waardoor bijv. de scheurwijdte te groot kan worden. Dit kan een verklaring zijn waarom overlagingen zijn uitgerust met meer wapening dan benodigd zou zijn volgens Yang.

## 3 Alternatieve kansrijke versterkingsmethoden

---

### 3.1 Versterking van de Mihara Ohashi brug

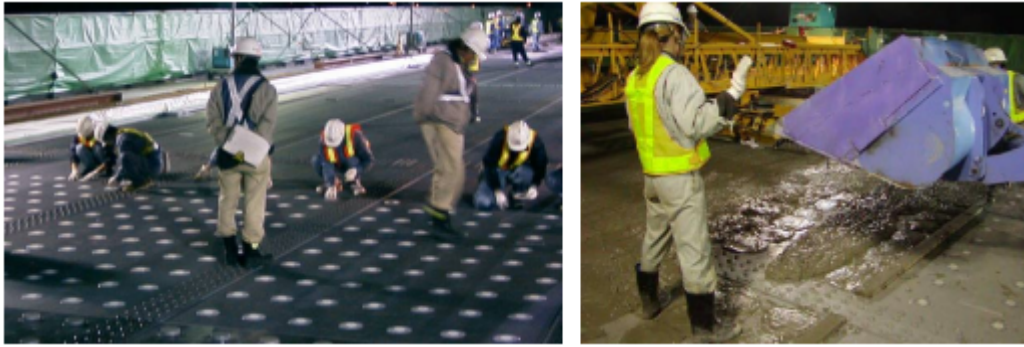
#### *Referenties:*

1. **Mitamura, H. e.a., Investigation for overlay reinforcement method on steel deck utilizing Engineered Cementitious Composites. Annual Report. Kajima Technical Research Institute 2005-53, Blz. 221-228. (Japans)**
2. **Mitamura, H. e.a., Investigation for developing anti-fatigue strengthening process of bridge deck utilizing Engineered Cementitious Composites. Annual Report. Kajima Technical Research Institute 2006-62, Blz. 128-143. (Japans)**
3. **Kunieda, M. en K. Rokugo, Recent progress on HPFRCC in Japan. Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 4, No. 1, Blz. 19-33.**
4. **Kakuma, K., T. Matsumoto, T. Haashikawa en X. He, Fatigue Analysis of ECC-Steel Composite Deck under Wheel Trucking Load. Procedia Engineering 14-2011, Blz. 1838-1844.**

In Japan is men ook in aanraking gekomen met het vermoeiingsprobleem bij orthotrope stalen brugdekken, maar dit keer op een compleet nieuwe brug. In 2004 is bij de bouw van de Mihara Ohashi brug in Hokkaido Japan geconstateerd dat niet werd voldaan aan de nieuwe eisen (tijdens de bouw) ten aanzien van vermoeiing. Om te voldoen aan de nieuwe eisen is een deel van de asfaltlaag vervangen door een 40 mm dikke ongewapende ECC laag op het stalen brugdek. Om te waarborgen dat de overlaging en het stalen dek samen blijven werken, zijn speciale plaatdeuvels gebruikt. Met de overlaging verwacht men dat de brug 100 jaar gebruikt kan worden.



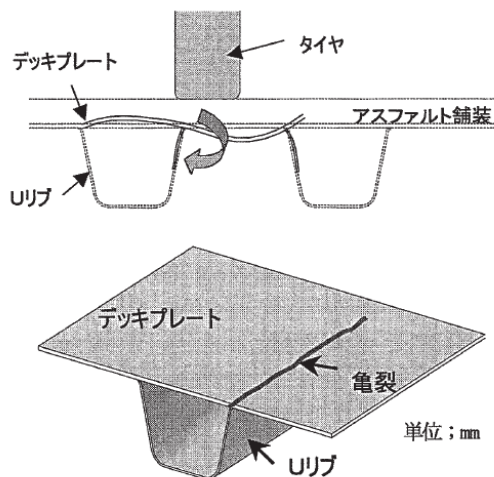
Figuur 21 Mihara Ohashi brug in Hokkaido Japan (3-Kunieda)



Figuur 22 Het plaatsen van a) de plaatdeuvels en b) de ECC mortel op de Mihara brug

In de Japanse literatuur is weinig terug te vinden over (constructief) onderzoek m.b.t. het versterken van de Mihara brug. Wel zijn er na het “retrofitten” in 2005 en 2006 twee Japanse artikelen geschreven over de versterkingsmethode van orthotrope stalen dekken met ongewapend ECC door Mitamura (1-Mitamura en 2-Mitamura). De auteur van het onderhavige document vermoedt dat het beschreven onderzoek in de artikelen aansluit op de toepassing van ECC op de Mihara brug, daar de shear studs en de 40 mm ECC overlaging overeenkomen met de toepassing op de brug in Hokkaido. Helaas zijn de artikelen in het Japans geschreven, waardoor alleen met behulp van de Engelse samenvatting iets over de inhoud van de documenten gezegd kan worden. Het was niet mogelijk om in contact te komen met de bij het onderzoek betrokken personen.

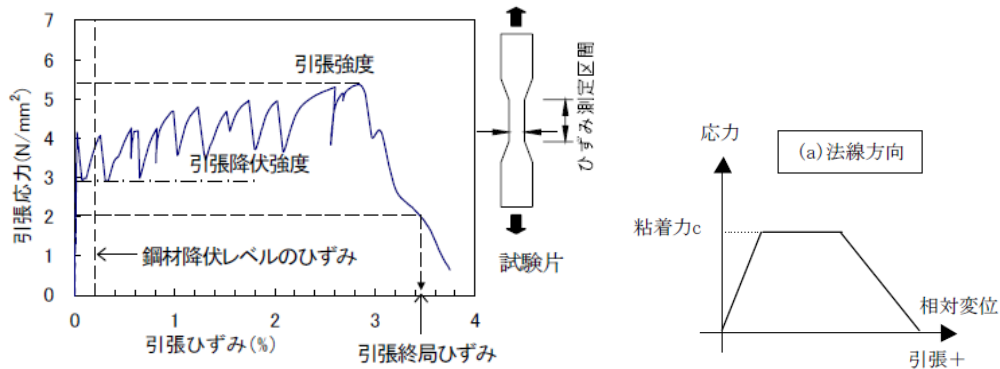
In de Engelse samenvatting van (1-Mitamura) wordt ECC benoemd als een zeer efficiënt materiaal om stalen dekken te verstevigen. Het doel van het onderzoek dat beschreven is in dit document is om de prestaties van deze methode inzichtelijk te maken. Er wordt aangenomen dat de dekplaatscheuren ook bij de Japanners centraal staan. Uit Figuur 23 is duidelijk te zien dat de dekplaatscheuren de voornaamste reden zijn voor de versterking van het dek.



Figuur 23 Dekplaatscheuren als gevolg van de buigmomenten in de dwarsrichting (2-Mitamura)

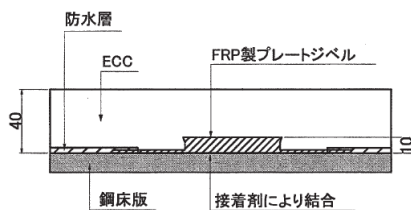
De trekeigenschappen van het materiaal dat is gebruikt, zijn weergegeven in Figuur 24. De rekcapaciteit in het gebied waar meerdere scheuren optreden, ligt rond de 3%. De scheursterkte van het proefstuk ligt rond de 4 MPa en de

treksterkte overstijgt 5 MPa. Als constitutieve relatie wordt een plateau aangenomen in het trekgebied met constante vloeispanning (zie Figuur 24).

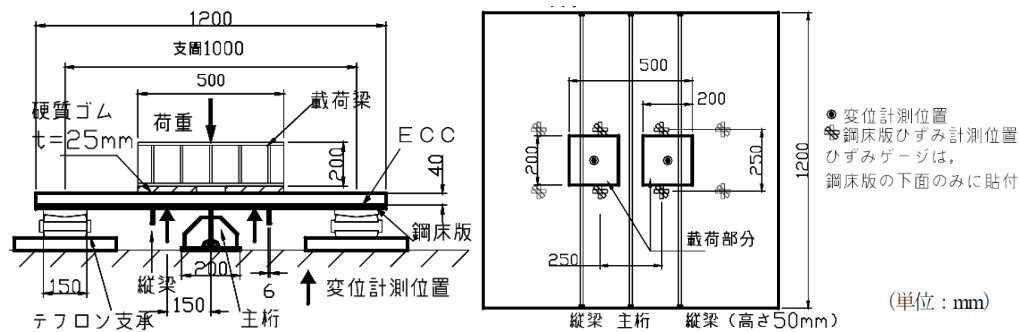


Figuur 24 a) Trekspanning-rek diagram van het proefstuk en b) de ontwerpwaarden (1-Mitamura)

Een aandachtspunt in dit artikel is de aanhechtspanning tussen het ECC en het stalen dek. Voor de hechting zijn speciale plaatdeuvels van vezelversterkt kunststof ontworpen (zie Figuur 25). De plaatdeuvels zijn in een laboratorium beproefd op sterkte (zie Figuur 26).

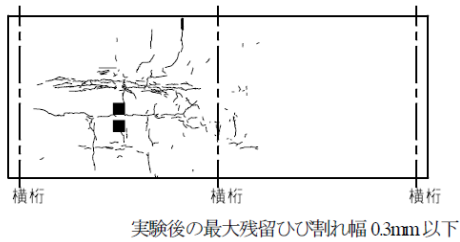


Figuur 25 Opbouw van de compositieconstructie (2-Mitamura)



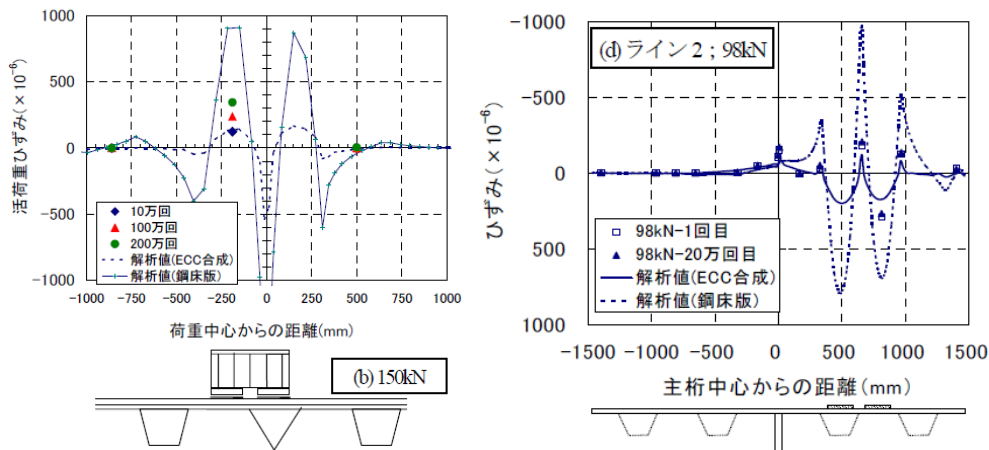
Figuur 26 Proefopstelling (1-Mitamura)

Uit Figuur 27 is te zien dat de overlaging ontworpen is om te scheuren. Het is echter onbekend of herbelasten na scheurvorming in beschouwing is genomen. In de artikelen zijn geen cyclische constitutieve relaties terug te vinden.



Figuur 27 Scheurvorming in het ECC (1-Mitamura)

Het is de Japanse onderzoekers gelukt om de resultaten van de beproevingen te reproduceren met niet-lineaire EEM berekeningen. Uiteindelijk zijn ook rekmetingen uitgevoerd op een versterkte brug (vermoedelijk de Mihara brug) die ook het voorspelde resultaat gaven. Figuur 28 laat duidelijk zien dat ECC gunstig kan zijn voor de staalspanning, daar de piekspanningen met orde grootte factor 8 kunnen dalen.

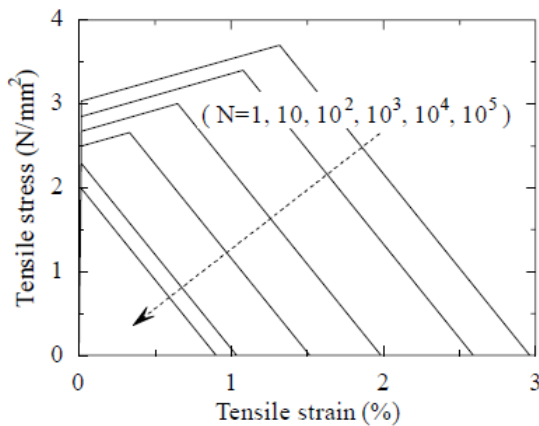


Figuur 28 Het effect van ECC op de staalspanning in de dekplaat (1-Mitamura)

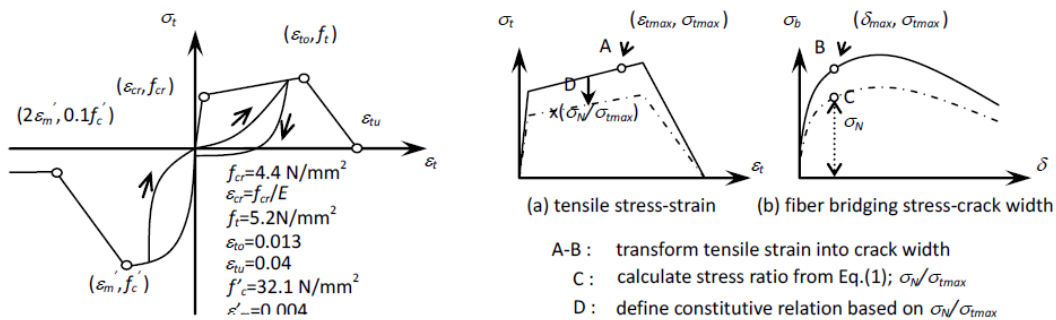
Kakuma e.a. hebben ook onderzoek gedaan naar de effectiviteit van ongewapend ECC en daarnaast ook de vermoeiing van het ECC in beschouwing genomen (4-Kakuma). De configuratie en afmetingen komen overeen met die van de Mihara brug. De auteur van het onderhavige document vermoedt daarom dat het onderzoek betrekking heeft op de Mihara brug.

Kakuma e.a. hebben de high-cycle vermoeiing van het ECC in rekening gebracht door het breken van vezels mee te nemen in de fibre bridging spanning en hiermee een nieuwe (lagere) maximale fibre bridging spanning te verkrijgen. Dit heeft als gevolg dat de tweede piek in het spanning-rek diagram daalt. Ook de scheursterkte van het ongescheurde ECC daalt als gevolg van high-cycle vermoeiing. Kakuma noemt in zijn artikel de volgende vergelijking:

$$\frac{\sigma_N}{\sigma_1}(\delta_{max}, N) = \text{Exp}[\{0.0001 - (0.022\delta_{max})^{1.2}\}(\text{Log}N)^{4.6}]$$



Figuur 29 Het gevolg van high-cycle vermoeiing op het spanning-rek diagram van ECC (4-Kakuma e.a.)



Figuur 30 Constitutieve relatie voor ECC (4-Kakuma e.a.)

Kakuma e.a. hebben de constutieve relatie uit Figuur 30 geïmplementeerd in hun EEM berekening. Hierbij is ook het cyclisch (low-cycle fatigue) gedrag meegenomen. Er worden geen verdere details gegeven in het artikel over het materiaalmodel.

Uit EEM berekeningen blijkt dat de composietconstructie voldoende duurzaam is t.a.v. vermoeiing en dat er een kleine kans is dat vermoeiingsscheuren in het staal ontstaan.

### 3.2 Prijsvraag “Minder Hinder”

#### Referentie:

- Rijkswaterstaat, Juryverslag prijsvraag “Minder Hinder”

Ondanks dat de HSB overlaging succesvol wordt toegepast, is er nog steeds aanleiding om alternatieven te ontwikkelen. Zo is de huidige methode uitvoeringsgevoelig en is er nog steeds behoefte om hinder te reduceren. Een nieuwe methode zou misschien gunstiger kunnen uitpakken t.a.v. kosten, uitvoering en hinder. Zo heeft Rijkswaterstaat in 2009 de prijsvraag “Minder Hinder” neergelegd bij marktpartijen om nieuwe ideeën te ontwikkelen. Nieuwe versterkingsmethoden waren o.a. een overlaging van prefab UHSB elementen en

hogesterkte vezelversterkt beton. Hieronder worden twee kansrijke methoden beschreven die in het kader van de prijsvraag zijn ontwikkeld.

### 3.3 HSTile: Prefab betonplaten

#### *Referenties:*

1. **HSTile, Code Product Solutions BV en Strukton Civiel Projecten BV**
2. **Schijve, J. (2001). Fatigue of structures and materials. Dordrecht: Kluwer.**
3. **Forschungskuratorium Maschinenbau, 2003**

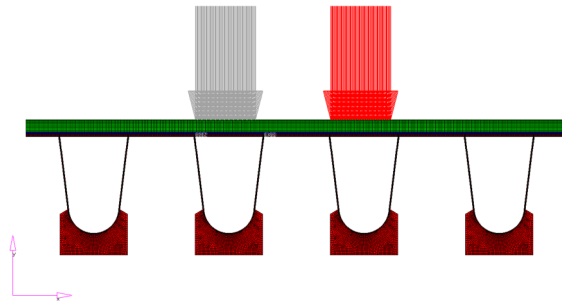
Bij de HSTile staat het reduceren verkeers hinder centraal. Als oplossing voor de hinder bij de HSB overlaging zijn er tegels ontwikkeld die als vervanging van het asfalt gelijmd worden aan de dekplaat van orthotrope stalen brugdekken.

De tegels worden onder gecontroleerde omstandigheden geproduceerd zodat de kwaliteit beheerst wordt. Bij berekeningen op een toepassing op de Hagesteinse brug is gebleken dat wapening onnodig is, o.b.v. de berekeningen zijn de tegels uitgerust met B65 beton met staalvezels. De betonsterkteklasse kan opgevoerd worden indien dit nodig is. Zo is deze oplossing generiek voor alle bruggen. Het spreekt voor zich dat onder gecontroleerde omstandigheden betere en stabielere materiaaleigenschappen van het beton verkregen kunnen worden.

#### 3.3.1 Modelling betonplaten

Bij de ontwikkeling van de betonplaten zijn de tegels gemodelleerd met EEM-modellen waarbij een deel van het stalen dek (inclusief de dwarsdragers) is meegenomen. Hierbij is een parameterstudie gedaan met de volgende onderdelen: E-modulus beton en vulmateriaal, wel/geen wapening, positie van de belasting en belastingtype. Als verkeersbelasting is er gekozen voor drie soorten wiellasten conform de NEN 6707:2007 tabel 8 waarbij rekening gehouden is met de omschreven maximale aslast per wiel type uit aanvulling ROBK versie 6 tabel 17.2. Om de invloed van de belastingpositie te onderzoeken zijn de belastingen op verschillende plekken op de betonelementen aangebracht (op een 2D model met een doorsnede van de wegdeksectie). Uit deze studie is gebleken dat wieltype B (60 kN, 0,22x0,32 m<sup>2</sup>) de grootste spanningen veroorzaakt en dat een wiellast boven een dwarsdrager niet bepalend is. Tevens is gebleken dat verlaging van de E-modulus van de lijmlaag een gunstige uitwerking heeft op de spanningen in het beton en dat de invloed van wapening erg gering is. Bij Fibercon563-37 (E-modulus: 36-38,5 GPa, treksterkte: 4,1 MPa, buigtreksterkte: 5,2 MPa, dichtheid: 2400 kg/m<sup>3</sup>) platen op de Hagesteinse brug zou een lijmlaag van 2,4 GPa benodigd zijn bij een stijfheid van het beton van 38,5 GPa.





Figuur 31 Zoeken naar meest ongunstige locatie van wiellasten

O.a. door de prefab aard van HSTile is krimp al in een vroeg stadium (voor het lijmen) opgetreden, zonder verhinderde vervorming. Het feit dat de HSTile elementen discreet zijn aangebracht met een vullaag, voorkomt dat de overlaging spanningen t.g.v. temperatureffecten en globale vervorming (van de brug) opneemt.

### 3.3.2 Toetsen op vermoeiing

Om de levensduurverlenging inzichtelijk te maken is gekozen voor een vereenvoudigde methode.

In het rapport van de HSTile methode is aangenomen dat indien scheuren detecteerbaar zijn, het staal zich in de laatste 10% van de levensduur bevindt. Na reparatie wordt dit de eerste 90% van de levensduur. Uitgaande van 30 jaar levensduurverlenging na reparatie wordt een minimale restlevensduur van 3 jaar verwacht. Met de vermoeiingscurves kan een levensduurverlengingsfactor uitgerekend worden volgens EN13445-3, NEN2063 en (3-Forschungskuratorium) met de volgende formule:  $c = \sigma^m \cdot N$ . Om met 97% zekerheid te kunnen zeggen dat de restlevensduur wordt gehaald, wordt een factor 10 meegenomen in de

berekening van de restlevensduur:  $rl = \left( \frac{\sigma_{old}}{\sigma_{new}} \right)^m \cdot \frac{3}{10}$

De scheuren in de trog-dekplaatlas worden zowel aan de binnenkant als de buitenkant beschouwd. D.m.v. een verhoging van de E-modulus van het beton is geprobeerd om de staalspanning te verlagen. Ook een verhoging van de E-modulus van de vullaag verlaagt de staalspanning.

De maatgevende spanningen in de dekplaat zijn middels een 2D model beschouwd. Het argument hiervoor was dat scheurvorming door vermoeiing altijd loodrecht ontstaat op de grootste spanningsrichting. Spanningen in rijrichting hebben derhalve weinig invloed op vermoeiing en scheurgroei, waardoor het toelaatbaar is een 2D model te gebruiken van de dwarsdoorsnede van het wegdek. Daarnaast kan in een 2D model een grotere elementendichtheid gebruikt worden, wat de nauwkeurigheid van de berekende spanningen nabij de trog ten goede komt. Het model bestaat uit een aantal troggen, een stalen wegdek, een vullaag en beton.

De belastingen zijn op verschillende posities geplaatst. Uiteindelijk zijn de spanningen beoordeeld voor de positie die de hoogste spanningen in de overgang

van het dek naar de trog geeft. Dezelfde berekeningen zijn uitgevoerd met een asfalt overlaging.

### 3.3.3 Resultaat

Er zou met HSTile een levensduurverlenging van 30 jaar gehaald kunnen worden waarbij de uitvoeringswerkzaamheden in 3 weken zijn afgerond. Dit is een tijdswinst van 25% ten opzichte van de HSB overlaging. Tevens zouden de kosten met 42% dalen.

## 3.4 HABO Methode: Hogesterktevezelbeton (zonder wapening)

### Referentie:

- **HABO methode, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V.**

Als alternatief voor en optimalisatie op de huidige HSB overlaging is door Adviesbureau ir. J.G. Hageman de “Hinder Arme Beton Overlaging” ontwikkeld. Net zoals de HSB overlaging is er gekozen om een stijve betonoverlaging te ontwikkelen, omdat dit “zeer effectief is voor het reduceren van de wisselspanningen in het stalen dek”.

### 3.4.1 Betonmengsel

De filosofie achter de winst die geboekt wordt met deze methode is het realiseren van een betonoverlaging zonder traditionele wapening aan te leggen. Dit moet er voor zorgen dat de methode minder arbeidsintensief is. Uitgangspunt bij de HABO methode is dat de betonoverlaging niet scheurt door verkeersbelasting, krimp en temperatuursinvloeden. Dit in tegenstelling tot de HSB overlaging waar wapening in wordt toegepast. De hogesterktevezelbeton bevat een hoog percentage korte staalvezels (120 kg/m<sup>3</sup>). Mede hierdoor wordt een hoge treksterkte gehaald. Het hogesterkte vezelbeton heeft de volgende eigenschappen: druksterkte: 109 MPa, slijttreksterkte: 12,9 MPa, buigtreksterkte: 16 MPa, schuifsterkte lijmmaad: 8,7 MPa, elasticiteitsmodulus: 38 MPa, verhardingskrimp: 0,26 %.

Om te zorgen dat krimp wordt beperkt is gebruik gemaakt van poreuze toeslagkorrels (Liapor<sup>®</sup>) gevuld met water die voor een “interne nabehandeling” zorgen. Overigens zullen spanningen ten gevolge van langdurige belastingen (krimpspanning) verminderen door relaxatie.

### 3.4.2 Rekenmethode voor vermoeiing

In de HABO methode is met een eenvoudige methode beoordeeld of er voldoende spanningsreductie wordt gerealiseerd in het staal voor 30 jaar levensduurverlenging. Hierbij is alleen de dekplaatscheur getoetst.

De spanningswisselingen in het staal zijn berekend middels wiellasten van 60 kN. In 30 jaar komen deze 24.000.000 keer voor (“het gehele wiellastenspectrum van 35–75 kN is hierin verrekend (zie NEN 6706 7.4.5 belastingmodel 4)”).

Vervolgens is met figuur 30 in NEN 2063 (K 55) aangetoond dat het staal voldoet op vermoeiing.

### 3.4.3 Aanvullende maatregelen

Als aanvulling op het bovenstaande zijn de volgende maatregelen voorgesteld:

1. Er wordt een weefsel van koolstofvezels in het rijspoor van vrachtwagens aangebracht, zodat opsporen en repareren van vermoeiingsscheuren overbodig wordt.
2. Er worden deuvels aangebracht aan de rand t.b.v. het schoteffect. Dit i.p.v. de aangelaste randopsluiting.
3. In plaats van de “gritverankering” (gecalcineerd bauxiet in epoxy) wordt een sterkere hechting gerealiseerd door het beton in natte lijm te storten.
  - a. Uit eerder onderzoek is gebleken dat hechting door het storten van beton in natte lijm mogelijk is. Uit de testen is gebleken dat een gemiddelde treksterkte van 5,3 MPa en een afschuifsterkte van 8,7 MPa gerealiseerd kon worden.
  - b. Er is gekozen voor een zelfverdichtend mengsel, omdat verdichten kan zorgen voor een laag water tussen het beton en de staalplaat, wat ongunstig is voor de hechting.
4. Het in fasen aanbrengen (t.b.v. reductie van hinder) zorgt voor een stortnaad. De verbinding in de stortnaden wordt gerealiseerd met ingelijmde koolstofvezelstrippen.
5. Om de methode generiek toepasbaar te maken kan de overlagingdikte vergroot worden, het vezelpercentage verhoogd worden (grotere treksterkte), wapening toegevoegd worden of vezelversterkte kunststofweefsels toegevoegd worden.

Met deze methode zou de bouwtijd verkort worden van 30 dagen naar 10 dagen, de hinder gereduceerd worden met 95,8% en de bouwkosten afnemen met 33%. Tevens kan er een gewichtsbesparing van 31% worden gerealiseerd t.o.v. de HSB overlaging waardoor versterkingen in de staalconstructie worden beperkt.

## 3.5 Product Development - Renovatie Stalen Bruggen

In het project Renovatie Stalen Bruggen van Rijkswaterstaat is een vervolg gegeven aan de methode met prefab elementen en vezelbeton. Opgemerkt moet worden dat niet dezelfde aanpak is gehanteerd. De methode met prefabelementen wordt i.h.k.v. een pilot bij de versterking van de Waalbrug bij Ewijk op dit moment<sup>3</sup> onderzocht. Het motief van het prefab alternatief is dat de doorlooptijd aanzienlijk verkort kan worden, daar het beton niet hoeft te verharden op de brug en er geen wapening gelegd hoeft te worden. Een vezelversterkte betonoverlaging is ook ter sprake gekomen in het ontwikkelingstraject van nieuwe versterkingsmethoden, aangezien het zeer gunstig zou zijn als een overlaging zonder traditionele wapening toegepast kon worden. De wapening is immers ongunstig voor de verdichting van het HSB, de duurzaamheid van de overlaging, de doorlooptijd en de arbeidsvriendelijkheid bij het aanleggen.

### 3.5.1 Vezelversterkte betonoverlaging

#### *Referenties:*

1. MC, Memo Speelveld FRC, 2011.
2. Hordijk, D.A., Vezelbetonoverlaging voor stalen bruggen - discussiestuk betreffende aan te houden "filosofie"

Met het bovenstaande motief is er door RWS (Managing Contractor) voor het ontwikkelingstraject van de vezelversterkte betonoverlaging als eerste stap het speelveld bepaald om hiermee de mogelijkheden te onderzoeken voor een vezelversterkte betonoverlaging (1-MC). Dit heeft geresulteerd in het volgende:

6. *Hechting*: Er is gekozen voor dezelfde hechtingsmethode als bij de HSB overlaging. Dit is gedaan zodat men zich volledig kon concentreren op de overlaging.
7. *Stijfheid*: Om te steunen op de berekeningen van de HSB overlaging wordt getracht om een zelfde stijfheid te hebben als de HSB overlaging: tussen 22.5 GPa (gescheurd) en 45 GPa (ongescheurd).
8. *Scheuren*: Er is gekozen om als eis te stellen dat de overlaging geen discrete scheuren moet vertonen.
9. *Vezels*: Er is gekozen om te richten op een mengsel met vezelhoeveelheden tussen 120 kg/m<sup>3</sup> en 300 kg/m<sup>3</sup>.

Aan dit document (1-MC) is een vervolg gegeven door een discussiestuk op te stellen waarin een filosofie is beschreven voor de vezelversterkte oplossing. De eerder beschreven HABO methode staat hierbij centraal.

De eigenschappen van vezelbeton kunnen sterk verschillen. Een aantal eigenschappen die belangrijk zijn t.a.v. een betonoverlaging zijn: stijfheid, sterkte, scheurvorming, vermoeiing, krimp en hechting met stalen dek.

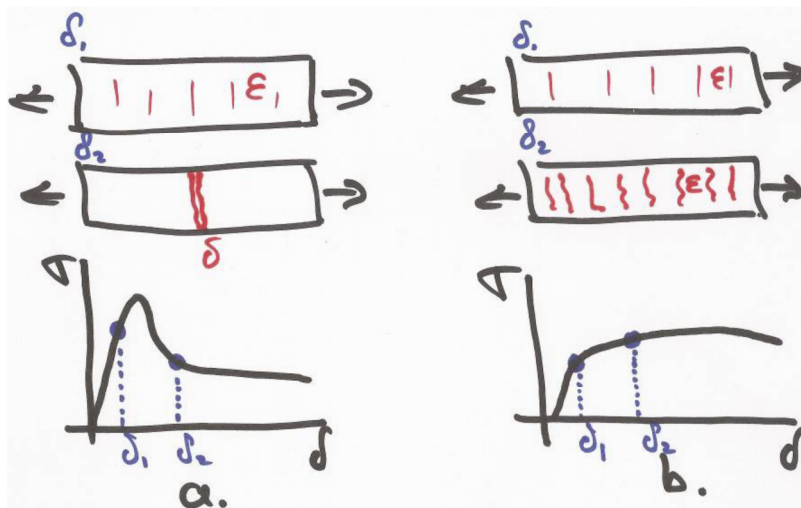
Stijfheid is een belangrijke parameter, omdat bij lineair elastisch gedrag en volledige samenwerking maximale spanningsreductie kan worden gehaald met

<sup>3</sup> d.d. 18 april 2013

een stijve overlaging. Indien er scheuren optreden zal per geval bekeken moeten worden of de prestatie van de overlaging voldoende is.

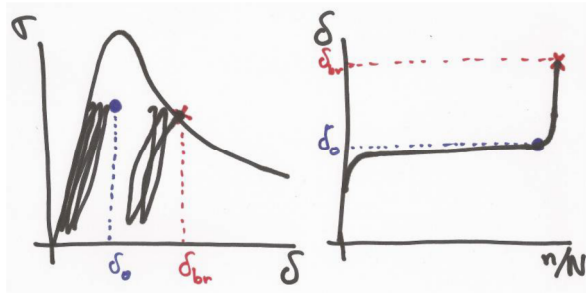
In het discussiestuk (2-Hordijk) wordt verondersteld dat discrete scheurvorming een boosdoener is, door het lokale stijfheidsverlies. Scheurvorming van vezelbeton kan in twee soorten onderscheiden worden, te weten: strain-hardening en strain softening vezelbeton (Figuur 32a). De eerste zal tot een bepaalde rekcapaciteit (die groter is dan bij een strain softening materiaal) verdeelde scheurvorming vertonen (Figuur 32b). Afhankelijk van de spanningen in een doorsnede en het nascheurgedrag van het vezelbeton, kan voorkomen worden dat een discrete scheur ontstaat. Bij strain softening vezelbeton, treedt sneller een discrete scheur op doordat buigscheuren na het bereiken van het maximum moment geen hardening gedrag meer vertonen (deflection hardening). Hierbij moet krimp ook in beschouwing worden genomen. Het samenwerken tussen staal en het vezelbeton is hierbij gunstig, daar het staal het vormen van meerdere scheuren bij buiging bevordert.

Een discussiepunt hierbij is, dat bij toepassing van staalvezels niet alleen discrete scheurvorming voorkomen moet worden, maar ook gelet moet worden op de scheurwijdte, daar staalvezels net zoals traditioneel beton kunnen zorgen voor duurzaamheidsproblemen.

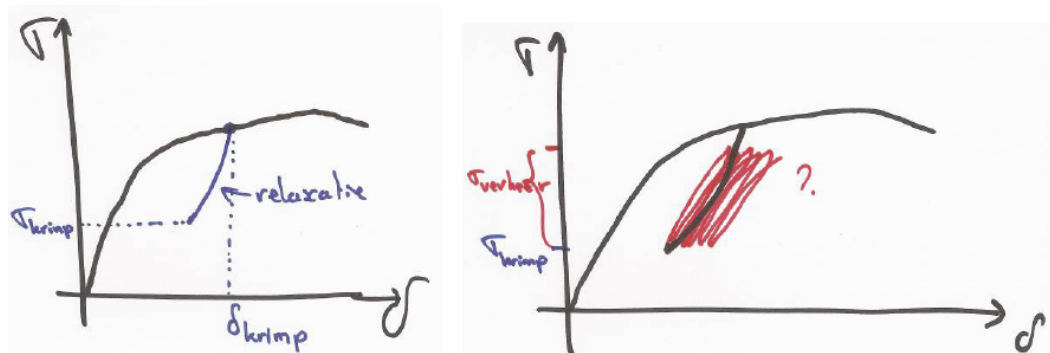


Figuur 32 (a) Strain softening vezelbeton (b) Strain hardening vezelbeton (2-Hordijk)

Los van de vermoeiing van stalen dekken, speelt ook de vermoeiing van vezelbeton een rol. Ook hiervoor zijn verschillende strategieën nodig om discrete scheurvorming te bestrijden. Bij strain hardening vezelbeton zal na krimp relaxatie optreden en door verkeersbelastingen (“plastische”) vervorming accumuleren door vermoeiing (zie Figuur 34). Bij strain softening vezelbeton zal zich discrete scheurvorming manifesteren zodra het materiaal het kritische aantal spanningswisselingen heeft ondergaan. Dit correspondeert met het bereiken van de omhullende monotone trekspanning-verplaatsing diagram van strain softening vezelbeton (zie Figuur 33).



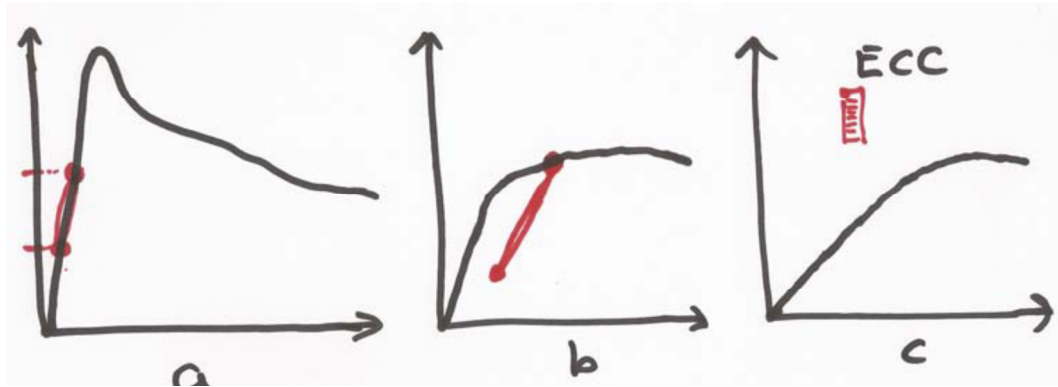
Figuur 33 Cyclisch krimpgedrag van strain softening vezelbeton (2-Hordijk)



Figuur 34 Cyclisch krimpgedrag van strain hardening vezelbeton (2-Hordijk)

Een mogelijk strain hardening materiaal zou ECC kunnen zijn. Ondanks een hoge verhardingskrimp door het grote cementgehalte zou krimp niet de rekapaciteit “opmaken”, daar ECC een zeer grote rekapaciteit heeft. ECC heeft een lage E-modulus in de ongescheurde fase en nog lager, wanneer het gescheurd is. Hierdoor zou een stijver strain hardening vezelbeton beter kunnen uitpakken. Echter, nader onderzoek kan ook uitwijzen dat dit juist gunstig kan zijn voor de staalspanningen, namelijk door herverdelingen van spanningen.

Met de bovenstaande informatie kan een strategie worden ontwikkeld voor een vezelversterkte overlagingmethode voor orthotrope stalen brugdekken. Een zeer stijf mengsel verdient de voorkeur door zijn hoge stijfheid waardoor het de spanningen het staal maximaal kan reduceren. Echter, moet ervoor gezorgd worden dat het omhullende monotone spanning-verplaatsing diagram niet wordt overschreden door krimp en cyclische krimp. Een strain hardening materiaal zal minder effectief zijn voor de reductie van de staalspanning, daar deze overlaging gaat scheuren. Echter, de vervormingscapaciteit van dit materiaal is voldoende om de krimp en krimp te weerstaan. Een extra dimensie wordt gecreëerd bij strain hardening materialen met lage E-modulus die door herverdeling een gunstigere staalspanning kunnen behalen. Daarnaast wordt aangegeven dat er nog weinig ervaring (ook op het gebied van uitvoering) is met ECC.



Figuur 35 Drie verschillende strategieën voor een vezelversterkte betonoverlaging (a) FRC (b) HPRC (c) ECC (2-Hordijk)

In het discussiestuk van Hordijk wordt opgemerkt dat ondanks het feit dat wapening niet de voorkeur verdient er toch redenen kunnen zijn om lokaal traditioneel wapening (gemiddelde hoeveelheid) toe te passen. Wapening zou bijv. toegepast kunnen worden op locaties waar piekspanningen zich voordoen.

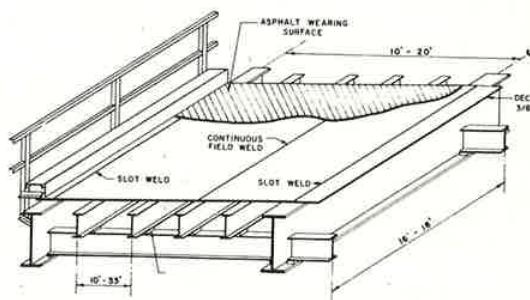
## 4 Orthotrope stalen brugdekken

### 4.1 Systeembeschrijving

#### Referenties:

1. Troitsky, M.S., *Orthotropic Bridges Theory and Design*, 1967
2. *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges*, American Institute of Steel Construction (AISC), 1962
3. Jong, F.B.P. de, *Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks*. Proefschrift, Technische Universiteit Delft, 9 januari 2007.
4. Anoniem, *Project Renovatie Stalen Bruggen*, RWS
5. *Dictaat CT5125 TU Delft, Steel Bridges deel I*, Dr. A. Romeijn, oktober 2006

Het orthotrope stalen brugdek stamt van de oude “battle deck floor” (zie Figuur 36). Dit systeem is opgebouwd uit: een dekplaat met op elkaar liggende langsliggers en dwarsliggers die verbonden zijn aan de hoofdliggers. De ontwikkeling naar de hedendaagse orthotrope stalen brugdekken werd mogelijk gemaakt door: de behoefte naar de reductie in constructiehoogte, mogelijkheden voor de prefab industrie, ontwikkeling van lastechnieken en de komst van vereenvoudigde rekentechnieken door o.a. Pelikan en Esslinger.



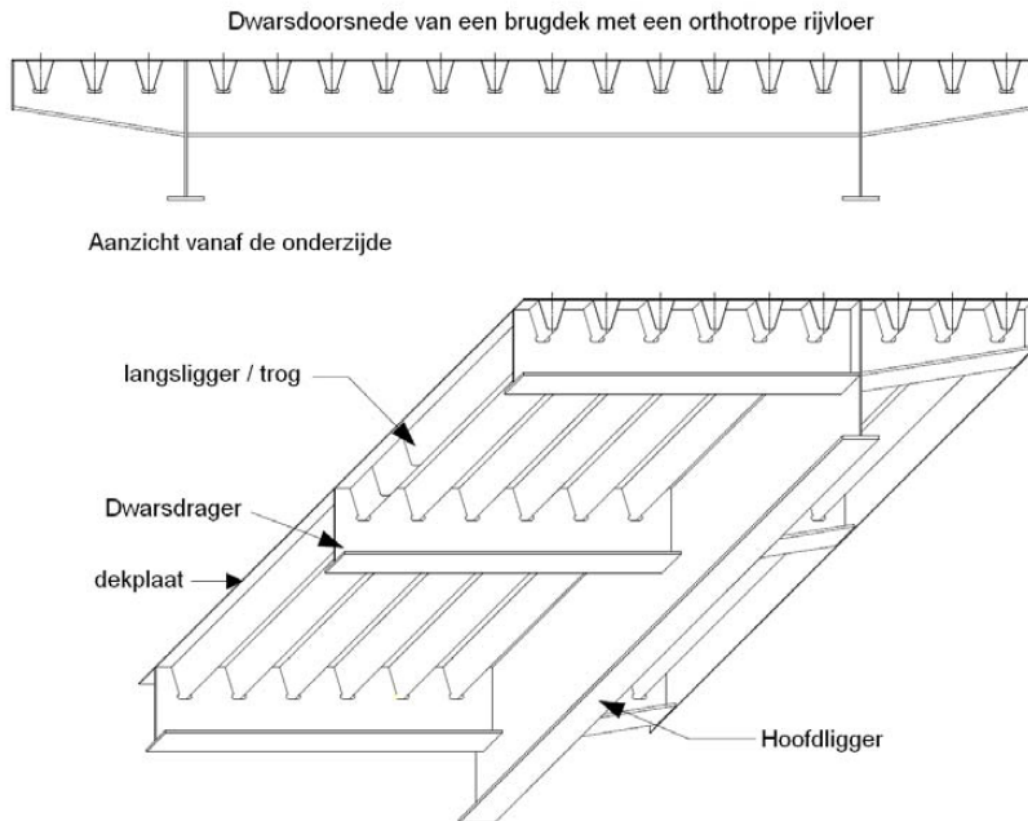
Figuur 36 Battledeck Floor (1-Troitsky)

Orthotrope stalen brugdekken hebben zoals de naam al zegt, orthotrope materiaal eigenschappen. Dit betekent dat de mechanische eigenschappen van de plaat verschillen in de op elkaar orthogonaal liggende hoofdrichtingen (langs- en dwarsrichting). Door integratie van het brugdek in het hoofddraagsysteem kan een veel economischer ontwerp worden verkregen.

Bijna alle orthotrope stalen brugdekken hebben een soortgelijke configuratie (zie Figuur 37). Het dek heeft een rijvloer bestaande uit een dekplaat (vaak 12 mm dik) met een slijtlaag (asfaltlaag). De stijfheid wordt gehaald uit de langsverstijvers (ca. 300 mm breed) die onder de dekplaat zijn gelast met langlassen. De dekplaat heeft als doel om de belastingen op het rijdek over te dragen aan de langsverstijvers. Daarnaast zal de plaat als flens bijdragen aan de buigstijfheid van het totale systeem. De rijvloer bestaande uit de dekplaat en de

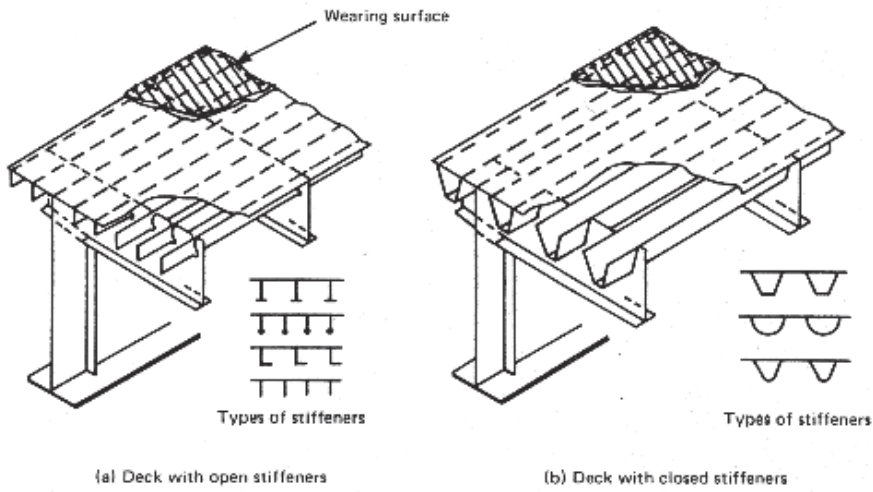


langsverstijvers is gelegen op dwarsdragers (ca. elke 4 m) en hoofdliggers die doorlopen over de hele overspanning. Een aslast wordt afgevoerd van de dekplaat naar de dwarsdragers en van de dwarsdragers richting de hoofdliggers.

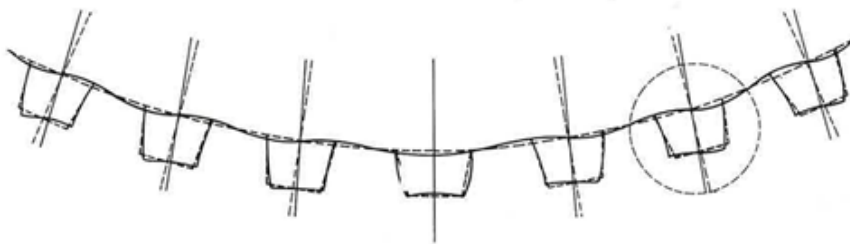


Figuur 37 Orthotrope stalen brugdek (3-de Jong)

De eerste bruggen met orthotrope stalen brugdekken die direct na de Tweede Wereldoorlog zijn gebouwd bevatten nog open ribben als verstijvers: de zogenaamde bulbs (zie Figuur 38a). In verband met de lage torsiestijfheid van deze verstijvers heeft het dek weinig capaciteit om de verkeersbelasting te spreiden over meerdere verstijvers. Dit resulteert in kleinere overspanningen en dus meer dwarsdragers. De brugdekken met de open verstijvers hebben overigens minder te kampen met lokale vermoeiing, omdat deze vorm zorgt voor minder spanningsconcentraties en er extra capaciteit is ontstaan voor vermoeiingssterkte door dikkere materiaalbehoefte t.a.v. statische sterkte. Desondanks is dit type brugdek inefficiënt gebleken en is men verder gaan optimaliseren in materiaalgebruik. Het feit dat orthotrope stalen brugdekken vooral worden gebruikt door het beperkte eigengewicht (wat gunstig is voor bruggen met grote overspanning), is mede aanleiding geweest om verder te optimaliseren naar gesloten verstijvers met torsiestijfheid: de zogenaamde troggen (zie Figuur 38b en Figuur 39). Overigens heeft deze optimalisatie ook gezorgd voor het toepassen van minder dikke dekplaten, wat mede de oorzaak is voor de spanningsconcentraties. Een overzicht van trogprofielen volgens het type Krupp-2/300/6 vindt men in bijlage 1 van het onderhavige document.

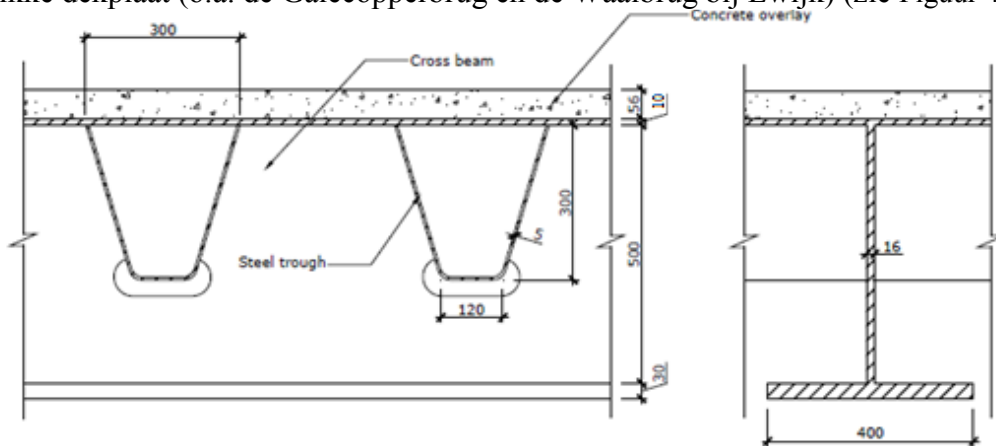


Figuur 38 Orthotroop stalen brugdek (a) met open verstijvers (b) met gesloten verstijvers (2-AISC)



Figuur 39 Torsiestijfheid van troggen (2-AISC)

Uit navraag bij Rijkswaterstaat (4-RWS) is gebleken dat een groot deel van het stalen brugareaal dekken bevat met Krupp-2/300/6 trogprofielen met een 10 mm dikke dekplaat (o.a. de Galecopperbrug en de Waalbrug bij Ewijk) (zie Figuur 40).



Figuur 40 Typische afmetingen van de (a) troggen, dekplaat en (b) dwarsligger met Krupp-2/300/6 trogprofielen

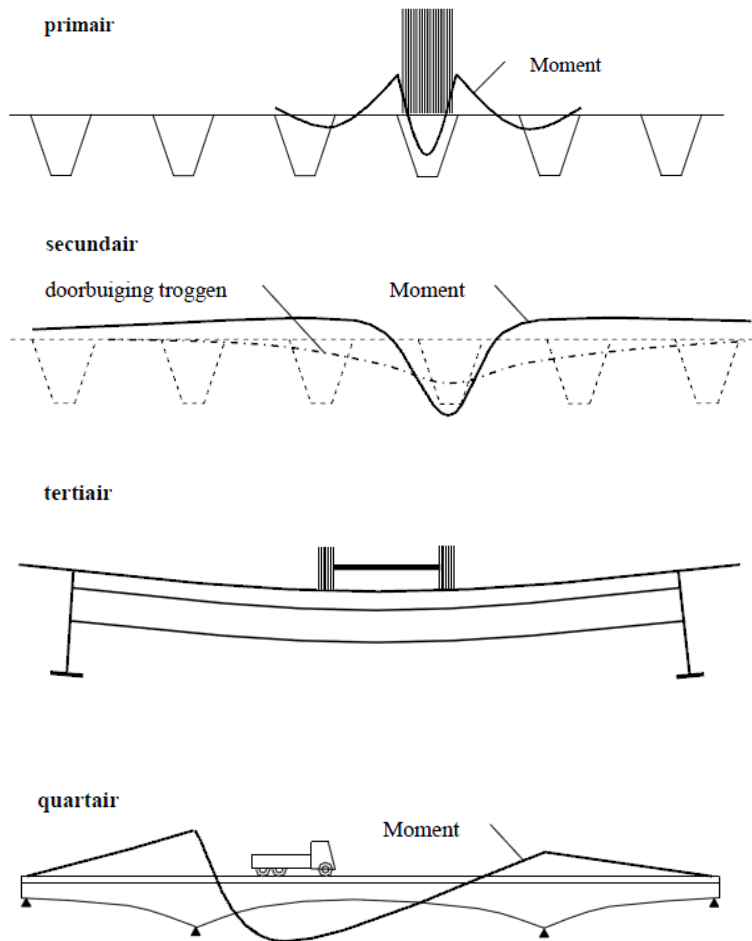
## 4.2 Krachtswerking van orthotrope stalen brugdekken

### *Referenties:*

1. **Jong, F.B.P. de, Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks. Proefschrift, Technische Universiteit Delft, 9 januari 2007.**
2. **Troitsky, M.S., Orthotropic Bridges Theory and Design, 1967**
3. **Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, American Institute of Steel Construction (AISC), 1962**
4. **Yang, Y., Bending Behaviour of a High Performance Concrete Overlay on an Orthotropic Steel Deck. Afstudeeronderzoek TU Delft, 2008.**
5. **Pelikan, W. En M. Esslinger, Die Stahlfahrbahn-Berechnung un Konstruktion, M.A.N. Forschungsheft, No. 7, 1957.**
6. **Dictaat CT5125 TU Delft, Steel Bridges deel I, Dr. A. Romeijn, oktober 2006**

De krachtsafdracht van een wielbelasting naar de hoofddraagconstructie is bij orthotrope stalen brugdekken in vier verschillende niveaus te onderscheiden (Figuur 41):

10. *Primair*: Dit is de afdracht van de wielbelasting op de dekplaat naar de trogbenen. De spanningen in het dek worden veroorzaakt door buiging van de dekplaat.
11. *Secundair*: De belasting op de dekplaat wordt gespreid over de troggen die als gevolg daarvan gaan doorbuigen. Dit veroorzaakt spanningen in de dekplaat.
12. *Tertiair*: De afdracht van de belasting op de dwarsdragers naar de hoofdliggers. Door buiging van de dwarsliggers, zullen de troggen (en de dekplaat) meebuigen.
13. *Quartaair*: De hoofdliggers dragen de belasting over naar de opleggingen.



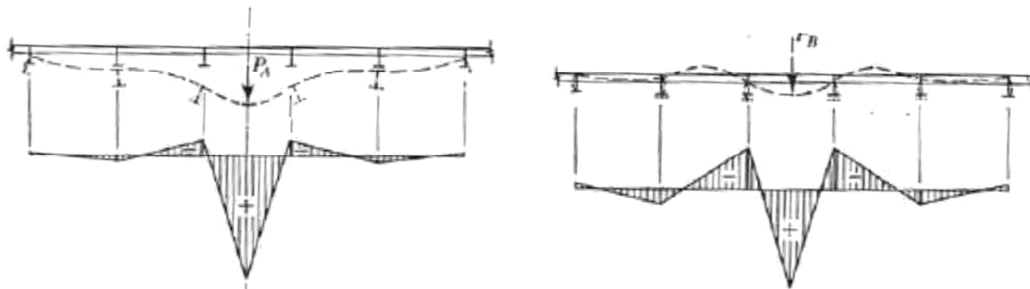
Figuur 41 Niveaus in krachtsafdracht (a) primair (b) secundair (c) tertiair (d) quartair

De krachtswerking in een orthotroop stalen brugdek is complex door de interactie van de samengestelde onderdelen. Voor het specifieke probleem van dekplaatscheurvorming door vermoeiingsbelasting kan de krachtswerking op een vereenvoudigde manier beschouwd worden. Uit berekeningen die zijn verzameld in het proefschrift van de Jong is aangetoond dat verkeersbelastingen op primair niveau (dekplaat naar trogbenen) buigmomenten in de dekplaat veroorzaken. Deze momenten zijn de hoofdoorzaak van de dekplaatscheuren, die het meest kritiek zijn. Ook is aangetoond dat momenten die werken op de dekplaat en veroorzaakt zijn door hogere niveaus (secundair, tertiair en quartair niveau) verwaarloosbaar klein zijn. Dit is ook gebleken uit rekmetingen die zijn uitgevoerd door de Jong.

In de volgende paragrafen wordt de lokale en globale krachtswerking nader toegelicht.

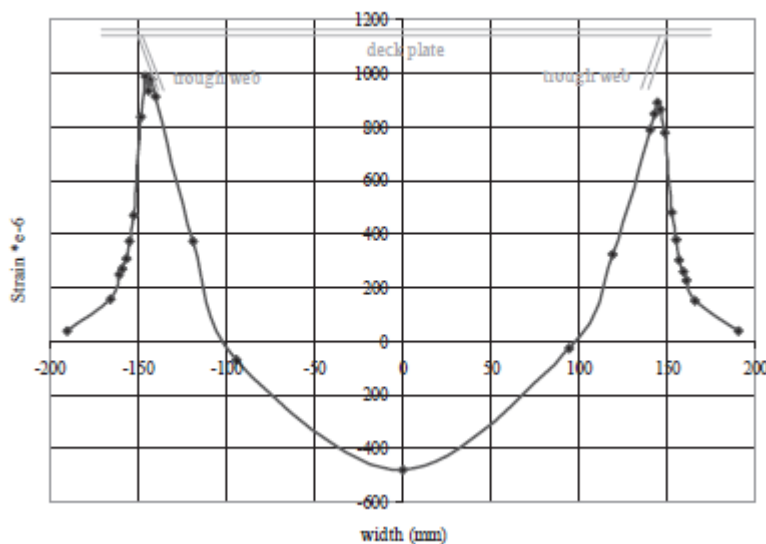
## 4.2.1 Lokale krachtswerking

De dekplaat is het onderdeel dat de directe ondersteuning vormt voor de wiellasten van wegverkeer en deze overdraagt naar de troggen. De lokale spanningen en vervormingen in de dekplaat worden hoofdzakelijk veroorzaakt door 1) de buiging onder de wiellasten (primaire) en 2) de effecten door verschillen in vervormingen tussen verschillende verstijvers (secundair) (zie Figuur 42).



Figuur 42 (a) Secundaire en (b) primaire momenten in dekplaat t.g.v. een puntlast (3-AISC)

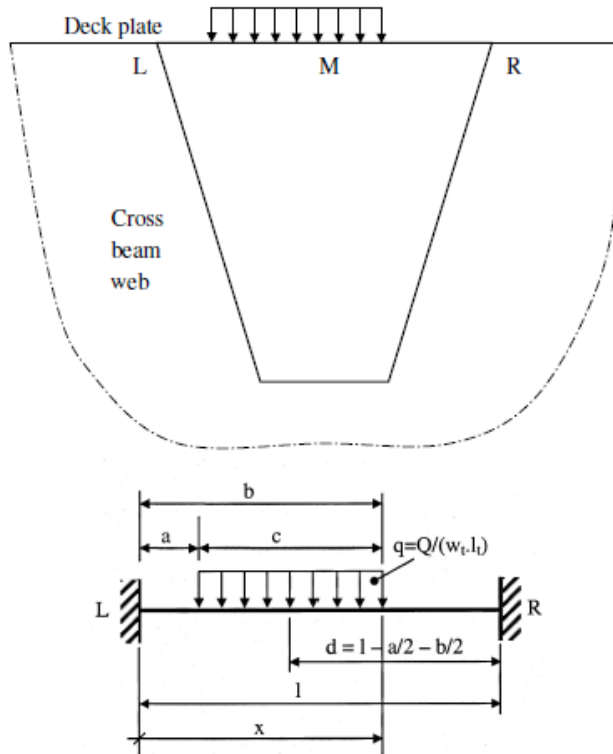
De dekplaat die ondersteund is door de trogbenen vertoont sterk verlopende momenten in dwarsrichting (haaks op de rijrichting). Dit effect is het grootst bij een dwarsdrager, omdat de troggen daar minder doorbuigen. Tussen de trogbenen die een dwarsdrager passeren is er geen plaat van de dwarsdrager aanwezig. Als gevolg hiervan wordt de dekplaat hiertussen niet ondersteund. Een wielbelasting op de locatie waar dwarsdrager, dekplaat en trog samen komen veroorzaakt hierdoor zeer hoge spanningen.



Figuur 43 Rekmetingen in dekplaat (1-de Jong)

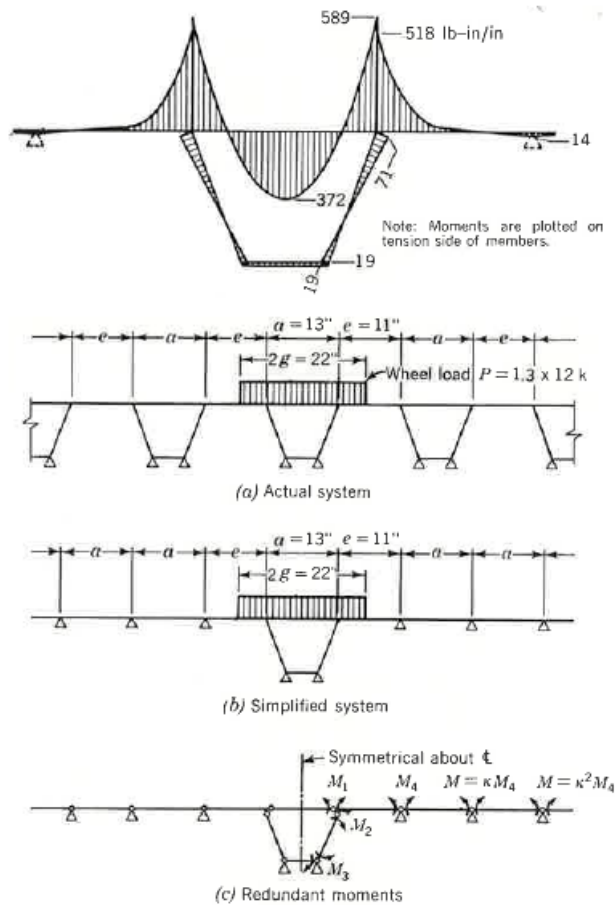
De rekmetingen van de Jong (Figuur 43) hebben ook aangetoond dat de buigmomenten in een dekplaat ter plaatse van de dwarsdragers met een eenvoudige mechanicamodel bepaald kunnen worden. Dit mechanicamodel is een aan twee zijden ingeklemde ligger. De berekende en gemeten resultaten kwamen goed met elkaar overeen. Overigens is dit mechanicamodel geadopteerd in de

Nederlandse nationale bijlage van de Eurocode (EN 1993-2+C1:2011/NB:2011) als methode om de nominale spanningen in de dekplaat voor de toetsing van het vermoeiingsdetail van de dekplaat te bepalen.



Figuur 44 Vereenvoudigd model voor momenten boven dwarsligger

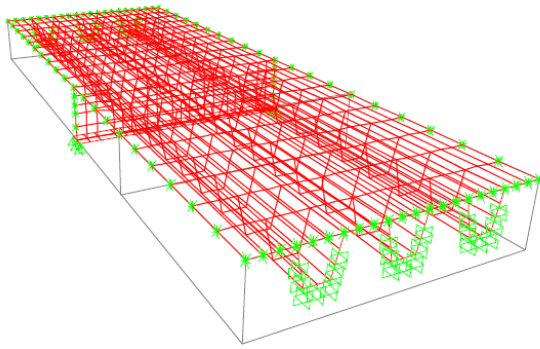
Tussen twee dwarsdragers is het bovenstaande model niet geldig. De dwarsdrager was immers de oorzaak van de grote steunpuntsmomenten. Tevens zijn secundaire moment t.g.v. het doorbuigen van de troggen groter tussen twee dwarsdragers. Een representatief model voor deze locaties is een ligger op elastische steunpunten die de troggen representeren (5-Pelikan-Esslinger). Een eenvoudige methode om de primaire momenten in de dekplaat te bepalen is beschreven in het boek van Troitsky (2-Troitsky) en weergegeven in Figuur 45.



Figuur 45 Methode om primaire momenten in dekplaat te berekenen, Troitsky

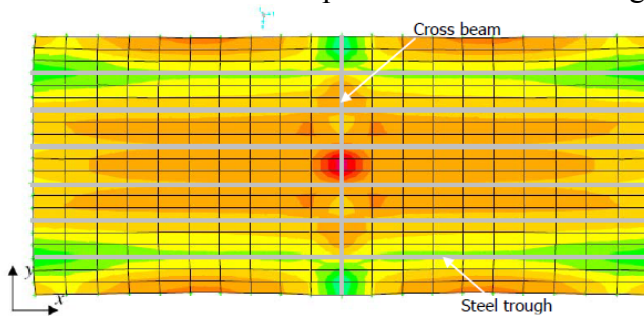
Opgemerkt moet worden dat ook in de rijrichting buigmomenten optreden. Deze hoeven echter niet gecombineerd beschouwd te worden, aangezien vermoeing gerelateerd is aan de normaalspanning in één richting. De buiging in de langsrichting (rijrichting) heeft daarom geen invloed op vermoeingsscheuren die optreden in de dwarsrichting.

In het afstudeerwerk van Yang (4-Yang) is een lineair-elastische EEM berekening uitgevoerd waar een deel van het stalen brugdek (zonder overlaging of asfalt) met een aantal troggen is gemodelleerd. Hiermee kan inzicht worden gekregen in de complexe statisch onbepaalde krachswerking in het brugdek. De gekozen elementen zijn 2D plaalementen die zowel buiging als normaalkrachten in het vlak kunnen opnemen. De gekozen belasting is uniform verdeeld over het hele dek. De beide uiteinden van de troggen en de dekplaat zijn ingeklemd en de dwarsdragers en dekplaat zijn scharnierend opgelegd aan de andere uiteinden. De afmetingen van het brugdek komen overeen met de dimensies van Figuur 41 (op de dekplaatdikte na, deze is 12 mm gekozen). Met het model is getracht om de kritieke doorsnede te vinden, zodat hiervan een 2D model gemaakt kan worden.

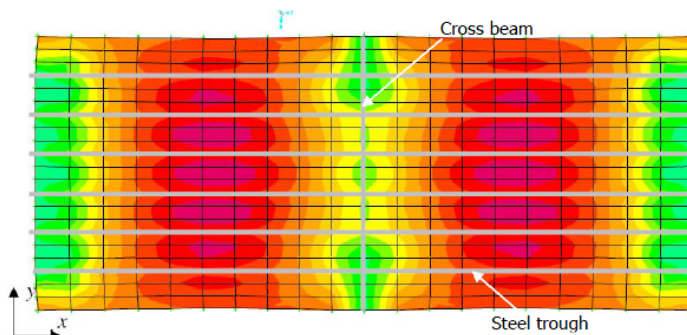


Figuur 46 Randvoorwaarden van EEM model (4-Yang)

In Figuur 47 en Figuur 48 zijn de momenten in de dekplaat inzichtelijk gemaakt in beide richtingen ( $M_x$  representeert in dit geval de momenten om de x-as). Het is duidelijk te zien dat de kritieke spanning (in x-richting wel te verstaan) zich bevindt waar de troggen en de dwarsdragers samenkomen. De kritieke doorsnede bevindt zich daarom ook ter plaatse van de dwarsdrager.



Figuur 47 Bovenaanzicht van  $M_x$  verdeling op dekplaat (4-Yang)



Figuur 48 Bovenaanzicht van  $M_y$  verdeling op dekplaat (4-Yang)

## 4.2.2 Globale krachswerking

Al eerder was gemeld dat lokale krachswerking (primair) in staat is om de spanningswisselingen in het staal te benaderen. De spanningen op hogere niveaus (globale krachswerking) hebben weinig of geen effect op de vermoeing van de dekplaat. Echter, in het geval van toetsing op statische sterkte dienen alle spanningen van verschillende niveaus gesommeerd te worden.

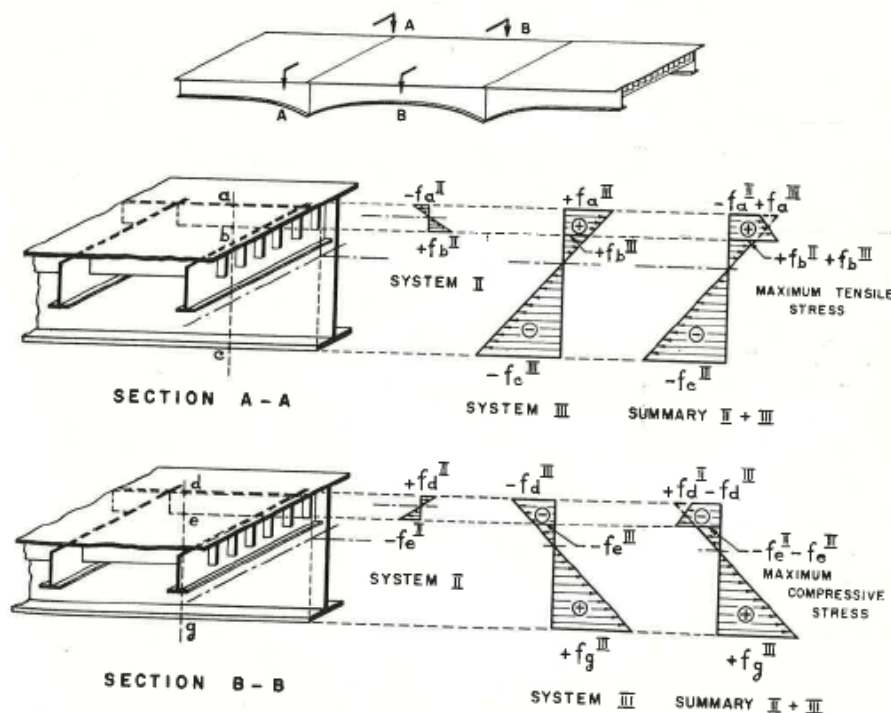
Een normale liggerbrug zal bij buiging en andere globale effecten zoals torsie deels de dekconstructie gebruiken voor zijn evenwicht. Hierdoor zal de dekconstructie (en de dekplaat) extra spanningen ondervinden die statisch van



aard zijn. Een lokale wisselbelasting heeft een minimaal effect op de globale momenten van een brug.

De hoofdliggers dragen de belastingen op en van het stalen brugdek over naar de draagconstructie. De eenvoudigste vorm van een brug met orthotroop stalen brugdek is de plaatbrug, maar dit zou ook een kokerbrug, tuibrug, vakwerkbrug, boogbrug of hangbrug kunnen zijn. In het geval van een kokerbrug zijn de hoofdliggers vervangen door de kokerconstructie. Het orthotroop stalen brugdek is een integraal onderdeel van de hoofdconstructie in deze bruggen waarbij de dekplaat een essentieel onderdeel is. Per brugtype verschillen de belastingen op het dek. Zo is het dek van een boogbrug in trek en het dek van een tuibrug in druk. Ook kunnen er wringspanningen en oplegmomenten optreden ter plaatse van de pijlers of eindopleggingen. Het spreekt voor zich dat het meenemen van de brugconfiguratie en dekconfiguratie (bijv. kokerligger of plaat) onmisbaar is bij het beschouwen van de statische sterkte.

Bij de praktijktoepassingen van de HSB overlaging bij de Moerdijkbrug en de brug bij Hagestein is gebleken dat op een aantal plaatsen in de brugconstructie tertiaire en quataire effecten meegenomen moesten worden voor de statische sterkteberekeningen van de betonoverlaging. Hierbij zijn de effecten van wringspanningen in de buurt van een einddwarsdrager en de extra trekkrachten ter plaatse van een rivierpijler meegenomen (zie Figuur 49). Het is daarnaast ook gebleken dat door de versterking die in de toekomst toegepast gaat worden (die o.a. nodig is voor de extra permanente belasting van de HSB overlaging) in het dek van de Galecopperbrug middels een inwendige vakwerkconstructie, de krachtswerking zodanig wordt beïnvloed dat de sterkte van de HSB overlaging maatgevend wordt.



Figuur 49 Globale krachtswerking en sommeren van spanningen, Troitsky

## 5 Toetsen van high-cycle fatigue

### 5.1 Belastingen

Om een brug te ontwerpen op vermoeiing zijn er vijf belastingmodellen ontwikkeld voor verticale verkeersbelastingen. Met deze modellen wordt beoogd om de interne spanningen die van belang zijn voor vermoeiing te reproduceren. Allen zijn te vinden in de Eurocode en de nationale bijlagen.

Er zijn twee soorten modellen die verschillen in nauwkeurigheid en eenvoud: eenvoudige belastingmodellen die aan de veilige kant zitten en aantonen dat een oneindige vermoeiingslevensduur gehaald (met de cut-off limit) wordt en nauwkeurige modellen die complexer zijn. Er zijn in totaal 5 belastingmodellen die zijn benoemd als belastingmodel (BM) 1 t/m 5. De eerder genoemde vereenvoudigde modellen zijn belastingmodel 1 en 2 en de overige zijn de complexere. EN 1991-2+C1/NB schrijft belastingmodel 4 uit EN 1991-2+C1 voor bij toetsing op vermoeiingssterkte van stalen bruggen tenzij anders is overeengekomen in een projectspecificatie. Het technisch document Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken van Rijkswaterstaat schrijft dit ook voor. Indien belastingmodel 4 te conservatief is zou een belastingmodel gebaseerd op gemeten waarden (belastingmodel 5) uitkomst bieden.

#### 5.1.1 Belastingmodel 4 – vermoeiing






Belastingmodel 4 bestaat uit een set van standaardvrachtwagens. In het model worden de (transversale) asafstanden, de aslasten, het aantal assen en het wieloppervlak voorgeschreven. Daarnaast wordt ook het percentage van elke vrachtwagen in het totale verkeer gegeven.

BM4 gaat uit van de volgende procedure:

- het percentage van iedere standaardvrachtwagen in de verkeersstroom behoort te zijn gekozen uit kolom 4, 5 of 6 van Figuur 51, projectspecificaties of de nationale bijlage;
- voor de gehele rijweg behoort  $\sum N_{obs}$ , dat is het totaal aantal voertuigen per jaar dat in rekening moet worden gebracht, te zijn vastgesteld (met Figuur 50);
- iedere standaardvrachtwagen wordt verondersteld de brug te passeren zonder de aanwezigheid van andere voertuigen;
- het spectrum van de spanningswisselingen en het bijbehorende aantal cycli van iedere spanningsvariatie gedurende de passage van afzonderlijke vrachtwagens wordt bepaald volgens de Regenstroom (Rainflow)- of Reservoir-telmethode.

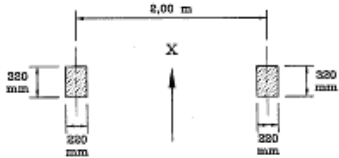
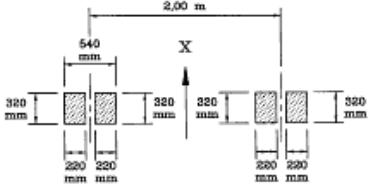
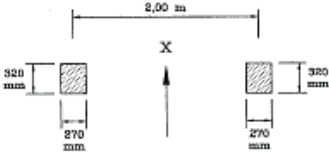
Verkeerscategorie		$N_{obs,a,ai}$ per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer
1	Autosnelwegen (A-wegen) en wegen met twee of meer rijstroken per rijrichting en met intensief vrachtverkeer	$2,0 \times 10^6$
2	(Auto)wegen met gemiddeld vrachtverkeer (zoals N-wegen)	$0,5 \times 10^6$
3	Wegen met weinig vrachtverkeer	$0,125 \times 10^6$
4	Wegen met weinig vrachtverkeer en bovendien uitsluitend bestemmingsverkeer	$0,05 \times 10^6$
OPMERKING De aantallen zware voertuigen per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer $N_{obs,a,ai}$ zijn inclusief trend.		

Figuur 50 Aantal verwachte zware voertuigen per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer (NEN-EN 1991-2+C1:2011/NB:2011)

Type voertuig			Verkeerstype			Wiel- type
Afbeelding van de vrachtwagen	Afstand tussen de assen m	Gelijkwaardige aslast kN	Lange afstand % <sup>a</sup>	Middellange afstand % <sup>a</sup>	Lokaal verkeer % <sup>a</sup>	
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B C C
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

<sup>a</sup> Percentage vrachtwagens.

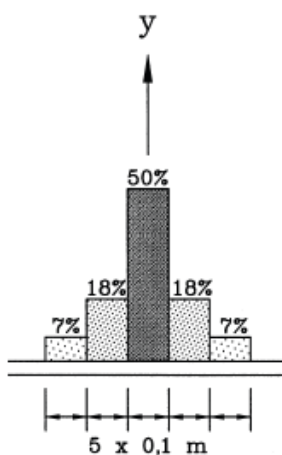
Figuur 51 Verzameling van gelijkwaardige vrachtwagens voor BM4 (NEN-EN 1991-2+C1:2011/NB:2011)

WIEL-/ASTYPE	OMSCHRIJVING VAN DE GEOMETRIE
A	
B	
C	

Figuur 52 Omschrijving van wielen en assen (EN-1991-2)

### 5.1.2 Willekeurige positie verkeersbelasting

De spreiding van de locatie van aslasten kan invloed hebben op het vermoeiingsgedrag. Hiervoor kan een statistische verdeling van de positie in dwarsrichting in rekening worden gebracht volgens (NEN-EN 1991-2+C1:2011 artikel 4.6.1.5). Middels invloedlijnen kan de frequentieverdeling geïmplementeerd worden in vermoeiingsberekeningen.



Figuur 53 Frequentieverdeling van de positie in dwarsrichting van de hartlijn van het voertuig (NEN-EN 1991-2+C1:2011, figuur 4.6)

### 5.1.3 Dynamic amplification factor

Voor dynamische effecten (bijv. t.g.v. uitzettingsvoegen) wordt in NEN-EN 1991-2+C1:2011 een vergrotingsfactor voor belastingen voorgeschreven. Voor een kwalitatief goed wegdek in de nabijheid van een overgang mag volgens de Nederlandse nationale bijlage de maximale vergrotingsfactor verlaagd worden van  $\Delta\varphi_{fat} = 1,30$  naar  $\Delta\varphi_{fat} = 1,15$ .

## 5.2 Vermoeiing van staal

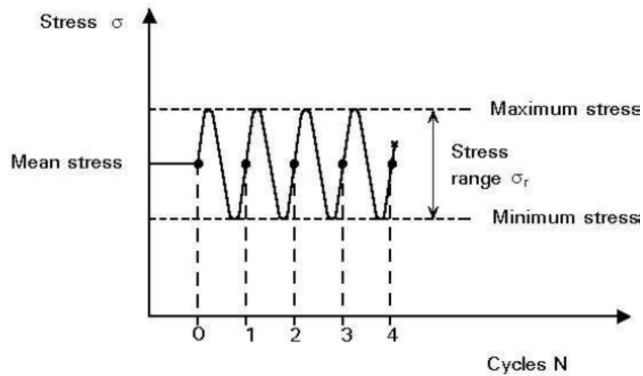
### Referenties:

1. **Wardenier, J., Hollow sections in structural applications. Bouwen met Staal, 2002.**
2. **ESDEP Lecture Notes, Lecture 12.**

Vermoeiing is het mechanisme waarbij scheuren groeien en ontstaan in een constructief materiaal door wisselspanningen. Dit kan leiden tot het falen van een constructie indien de scheuren zodanig zijn gegroeid dat de gereduceerde doorsnede niet genoeg draagkracht biedt of kan herverdelen.

De parameters (zie Figuur 54) die de levensduur van een detail bepalen of die van belang zijn voor toetsing op vermoeiing zijn:

1. Spanningsinterval ( $\Delta\sigma_r$ ): Dit is het verschil tussen maximale en minimale spanning in een spanningscyclus zonder plastische herverdeling van het staal en met invloeden van secundaire effecten.
  - a. Relevante spanning
2. Vermoeiingsklasse ( $\Delta\sigma_c$  bij  $N = 2 \cdot 10^6$ ): Dit is een parameter specifiek voor een detail waarbij geometrie (detail inclusief lasgeometrie), controleerbaarheid worden meegenomen.
  - a. SCF: De stress concentration factor is de verhouding tussen de hot spot stress en de nominale spanning.
3. Vermoeiingssterkte ( $\Delta\sigma_r$  en  $N$ ): De spanningsinterval met constante amplitude, waarbij na  $N$  (vermoeiingslevensduur) wisselingen het detail faalt.
  - a. Non-propagating stress (bij  $N = 5 \cdot 10^6$ ): Dit is het spanningsinterval waarbij scheuren niet groeien bij constante wisselspanning.
  - b. Cut off limit (bij  $N = 10^8$ ): Bij variabele amplitudes van wisselspanningen kunnen scheuren onder de non-propagating stress wel groeien. Bij toetsing met meerdere spanningsintervallen wordt de cut off limit gebruikt in combinatie met helling  $m+2$
4. Vermoeiingslevensduur ( $N$ ): Het aantal wisselingen totdat het detail faalt.
5. Aantal spanningswisselingen ( $n$ ): Het aantal optredende spanningswisselingen gedurende de levensduur van een detail.



Figuur 54 Vermoeingsbelasting met constante amplitude (2-ESDEP)

Vermoeingsscheuren ontstaan dikwijls ter plaatse van lassen, omdat: 1) lasprocessen oorzaak zijn van metallurgische discontinuïteiten waar scheuren kunnen starten (korte initiatieperiode in scheurgroeiproces) en 2) door spanningsconcentraties ten gevolge van sterke veranderingen in geometrie ter plaatse van een las.

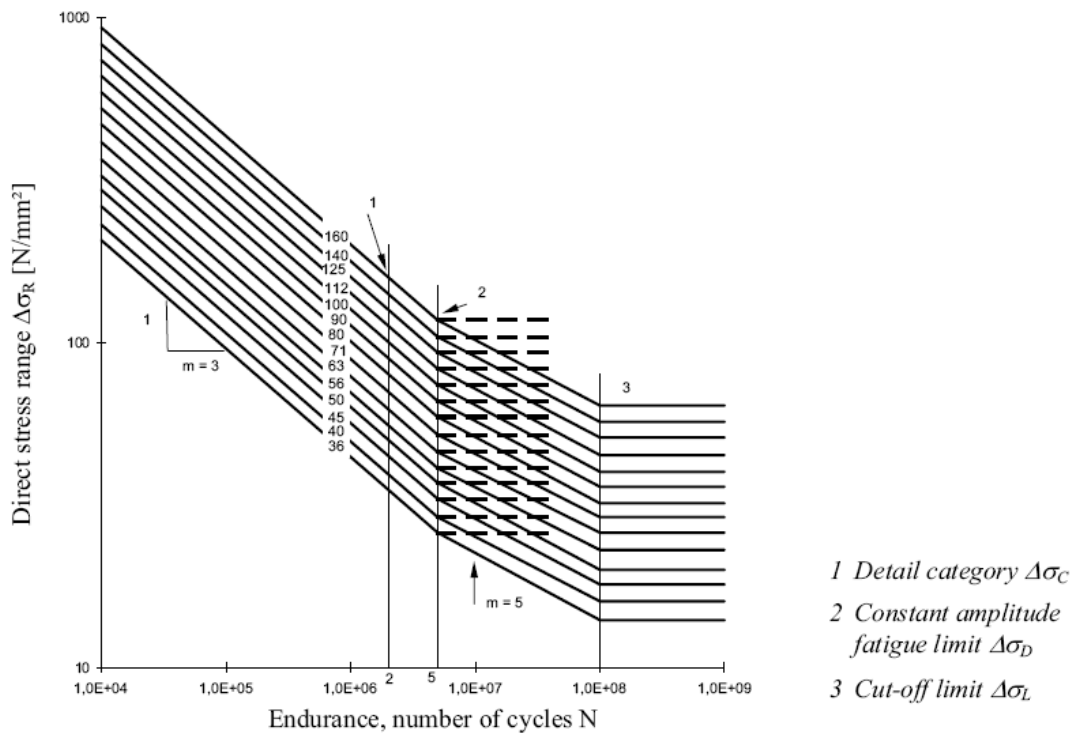
Uit de breukmechanica is bekend dat de scheurgroei evenredig is met de lengte van de scheur. Dit betekent dat de scheurgroei zeer snel kan toenemen waardoor korte inspectie-intervallen noodzakelijk zijn.

Veel toetsingen op vermoeing zijn gebaseerd op onbeschadigde details. Hiervoor is een empirische methode ontwikkeld waarbij voor een specifiek detail het spanningsinterval ( $\Delta\sigma$  of  $S$ ) gekoppeld wordt aan de vermoeingslevensduur ( $N$ ): de S-N methode. De Eurocode maakt gebruik van dezelfde methode die is beschreven in EN1993-1-9. Voor het bepalen van de restlevensduur (bij gescheurde constructies) is toepassing van de breukmechanica (scheurgroeberekeningen) nodig, hetgeen veel meer tijd kost.

De mathematische vergelijking voor de S-N methode is:

$$\log(N) = \log(a) - m \cdot \log(\Delta\sigma_R) \text{ waarbij } m = 3 \text{ (in de meeste toetsingen)}$$

De bovenstaande vergelijking kan in een S-N curve worden weergegeven (zie Figuur 55). Hierbij zijn er een aantal karakteristieke punten. De detail categorie  $\Delta\sigma_c$  is de wisselspanning bij  $N = 2 \cdot 10^6$  spanningswisselingen. Na het passeren van  $N = 5 \cdot 10^6$  zijn er twee curven. De horizontale lijnen representeren de vermoeingssterkte voor vermoeingsbelastingen met constante amplitude. De overige lijn die met een helling  $m = 5$  doorloopt tot  $N = 10^8$  en vervolgens horizontaal eindigt representeert de vermoeingssterkte bij vermoeingsbelastingen met variabele amplitude.



Figuur 55 S-N curve (EN 1993-1-9)

De uiteindelijke toetsing van een detail in Eurocode 3 gebeurt met de Palmgren-Miner schadeberekening. De methode gaat uit van een variabele amplitudebelasting met de daarbijbehorende S-N curve voor variabele amplitudebelasting. De schade op een detail is een lineaire sommatie van de schades die behoren bij een individuele wisselspanning:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1.0$$

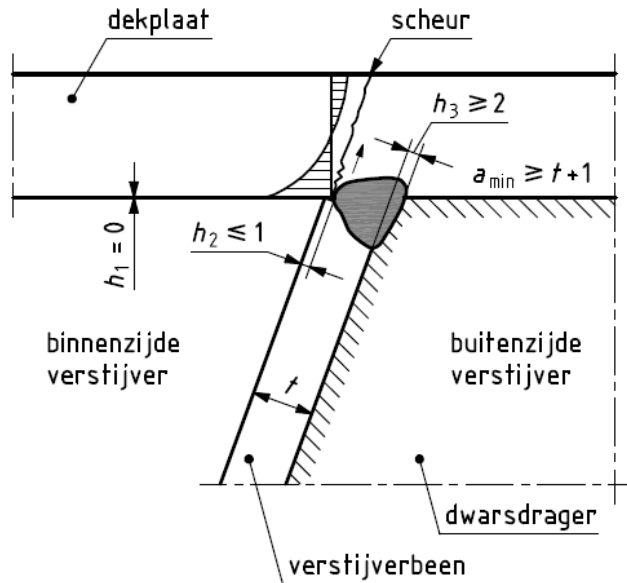
### 5.3 Vermoeingsdetail dekplaatscheur

#### Referentie:

1. **Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, M.H.Kolstein 2007**
2. **Frank van Dooren, Rijkswaterstaat**

In EN 1993-1-9:2005 was de dekplaatscheur t.p.v. de trog en de dwarsdrager niet beschreven. Toen gebruikte men het onderzoek van Kolstein aan de TU Delft [1-Kolstein].

Inmiddels is de EN 1993-1-9:2+C1/NB:2011 van kracht die een methode voorschrijft voor de dekplaat-dwarsdrager-trog verbinding middels de “hot-spot stress”-spanning aan de onderzijde van de dekplaat op het scheurinitiatiepunt. Deze kan berekend worden met een 3D EEM berekening of een vereenvoudigd model met een SCF (spanningsconcentratiefactor).

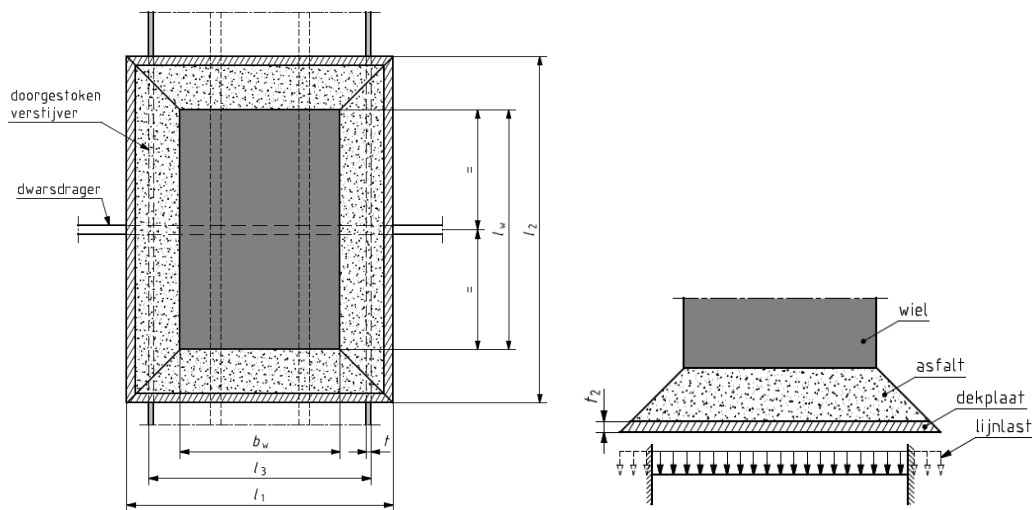


Figuur 56 Dekplaatscheur t.p.v. trog-dwarsdrager NEN-EN 1993-2+C1:2011/NB:2011 Tabel NB.7



In de Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken van Rijkswaterstaat wordt ook het vereenvoudigd model toegestaan dat is beschreven in EN 1993-1-9:2+C1/NB/2011. Het vereenvoudigd model is gelijk aan het dubbelzijdig ingeklemd liggermodel dat eerder werd geïntroduceerd. Hierop wordt een wielbelasting (uit tabel 4.7 EN 1991-2+C1) op losgelaten. De verdeelde belasting (met lengte  $l_1$  en breedte  $l_2$  van het contactvlak die volgen uit tabel 4.8 EN 1991-2+C1) is in dat geval:

$$q = \frac{Q_k}{2 \cdot l_1 \cdot l_2}$$



Figuur 57 Vereenvoudigd model uit EN1993-2+C1/NB:2011 voor constructiedetail 2 (trog-dekplaat-dwarsdrager verbinding) om de nominale spanning te bepalen en dit vervolgens met SCF te vertalen naar “hot-spot stress”-spanning

De spanning kan bij beschouwing van de dekplaat zonder versterking bepaald worden met:

$$\Delta\sigma = SCF \cdot \frac{6 \cdot M}{t^2}$$

De spanningsconcentratiefactor SCF is zonder asfaltlaag:

$$SCF(t = 10) = 1,2975 - 0,00938t = 1,2037$$

Opgemerkt moet worden dat de SCF voor dekplaten uitgaat van een spreiding van belastingen (vandaar de eis voor een dunnere asfaltlaag dan 50 mm). Tevens is de SCF puur gebaseerd op de 3D effecten en niet te gebruiken i.c.m. nominale spanningen verkregen uit doorsneden met betonoverlagingen [2-Dooren]. Voor een nauwkeurige berekening van de hot-spot stress, dient een 3D EEM berekening uitgevoerd te worden.

## 5.4 Partiele veiligheidsfactor voor vermoeingssterkte

Als partiële veiligheidsfactor voor de vermoeingssterkte wordt 1.15 voorgeschreven. Deze is gebaseerd op het concept van veilige levensduur met een gering gevolg bij bezwijken (volgens tabel NB.1 EN 1993-1-9/NB). Dit wordt

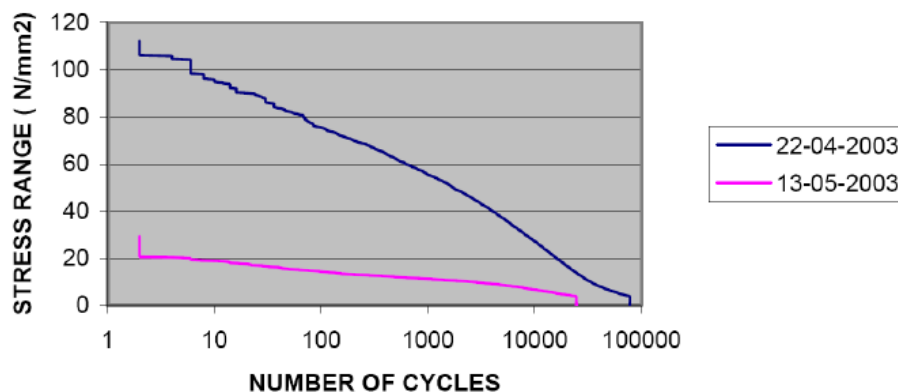
vereist in EN 1993-2+C1/NB voor verstijvers van orthotrope rijvloeren, de dekplaat en de aansluiting van verstijvers aan de dwarsdrager. Hierbij wordt aangenomen dat bezwijken van een detail geen gevolgen heeft voor de hoofddragconstructie, omdat wordt verondersteld dat het stalen dek voldoende redundant is om spanningen te herverdelen onder invloed van plastische vervormingen.

## 5.5 Spanningsreductiefactor

### Referentie:

- **HSB-Betonoverlagingen op stalen bruggen, Rapport 6742-1-5, Kennisdocument, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., 1 december 2009**

Bij de eerste pilot van de HSB overlaging bij de Calandbrug zijn vóór en na het plaatsen van de overlaging rekmetingen uitgevoerd. Het spanningspectrum van een bepaalde meetperiode is weergegeven in Figuur 58. Duidelijk te zien is dat er een lineaire relatie bestaat tussen beide spanningspectra en de overlaging. Dit betekent dat er voor de overlaging van de Calandbrug een constante spanningsreductiefactor  $\beta$  bestaat (in dit geval 5). Deze parameter is bij de eerste studies naar de HSB overlaging als stuurparameter gebruikt. Helaas is door de niet-lineaire relatie tussen spanningen en schade (volgens Palmgren-Miner) geen direct verband te leggen tussen schade (levensduur van een detail) en de spanningsreductiefactor. Wel kan een spanningsreductiefactor worden voorgeschreven om het hele spanningspectrum te verlagen tot onder de cut-off limit. Opgemerkt moet worden dat de spanningsreductiefactor niet constant hoeft te zijn voor het hele spanningspectrum door het niet-lineair gedrag van het brugdek en de overlaging.



Figuur 58 Aantal spanningswisselingen op de Calandbrug als functie van de spanningsrimpel, zoals die is gemeten in de dekplaat voor het verwijderen van het asfalt (22-04-2003) en na het aanbrengen van de HSB-overlaging (13-05-2003) (Hageman)

Opgemerkt moet worden dat bij latere toepassingen van de HSB overlaging de 60 mm dikte rekentechnisch niet voldeed. Hierdoor is de spanningsreductiefactor  $\beta$  verhoogt naar rond de 8 en de 10.

Afhankelijk van het belastingmodel (voor vermoeiing) kan een spanningsreductiefactor  $\beta$  leiden tot een levensduurverlengingsfactor  $n$  van ca.:

$n = \beta^m$ , waarbij  $m = 3$  of  $5^4$

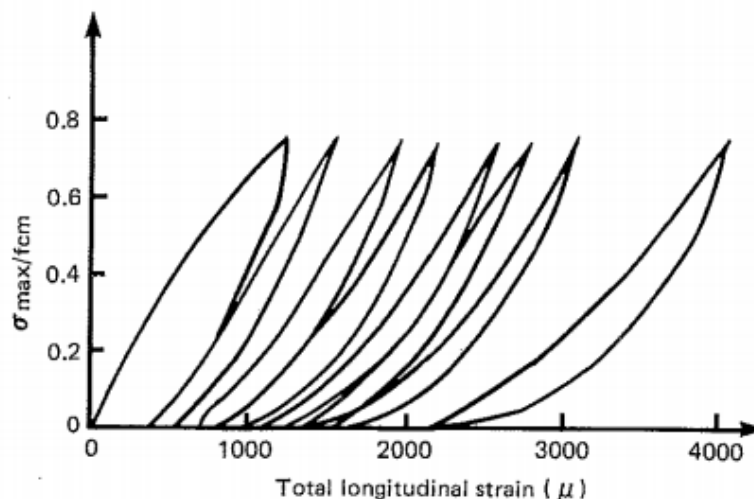
## 5.6 Vermoeiing van ongewapend beton

### Referenties:

1. **Fatigue of concrete structures, CEB bulletin 188, 1988**
2. **Mallett, G.P., Fatigue of reinforced concrete, 1991**
3. **Neville, A.M., Properties of concrete, 2002**
4. **College CIE5126 Fatigue, TU Delft, 2012**

Ook beton vermoeit, zowel bij drukspanningen als trekspanningen. Echter, kwam dit pas rond 1990 onder de aandacht, omdat beton minder gevoelig is voor vermoeiing. Dit komt doordat betonconstructies dikwijls een groter percentage aan permanente belastingen hebben door het hoog eigengewicht. Door o.a. hogere belastingen en de introductie van hoge sterkte betonsoorten is vermoeiing langzamerhand een belangrijker punt geworden bij het ontwerpen en herbeoordelen van betonconstructies.

De aard van het vermoeien van beton ligt bij de microscheuren die al kunnen ontstaan voordat de druk- of treksterkte is bereikt. De schadeaccumulatie is afhankelijk van de grootte van de belasting. Tot ongeveer 40% van de druksterkte zal beton quasi-elastisch gedrag vertonen, waardoor de vermoeiingslevensduur heel hoog kan zijn. Naarmate belastingen hoger worden, neemt de vermoeiingslevensduur af. De schadeaccumulatie is dus een functie van het maximum in een spanningscyclus. Naast het maximum speelt ook het minimum een rol. Bij hogere minima treedt immer meer schade op. Ook bij tekenwisseling (trek-druk) treedt meer schade op dan wanneer beton nominaal onder drukspanning blijft.



Figuur 59 Schadeaccumulatie door vermoeiing

<sup>4</sup> Hierbij is uitgegaan van een belastingmodel met één belasting en geen toename in verkeer. Tevens is aangenomen dat het beschadigde detail volledig is hersteld ( $D=0$ ).

Het bovenstaande kan met empirische uitdrukkingen als het Wöhler-diagram getekend worden met de volgende mathematische beschrijving:

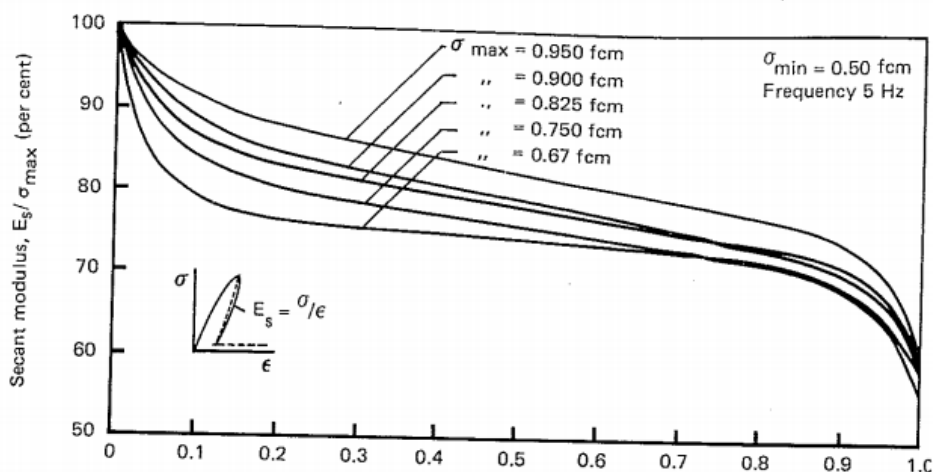
$\frac{\sigma_{max}}{f_c} = 1 - \beta \cdot (1 - R) \cdot \log(N)$ , waarin  $N$  de vermoeiingslevensduur (aantal wisselingen) representeert,  $f_c$  de druksterkte,  $0.064 < \beta < 0.080$  en  $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ .

Net zoals staalvermoeiing kan ook bij beton de schade als gevolg van vermoeiing getoetst worden met de formule van Palmgren-Miner:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1.0$$

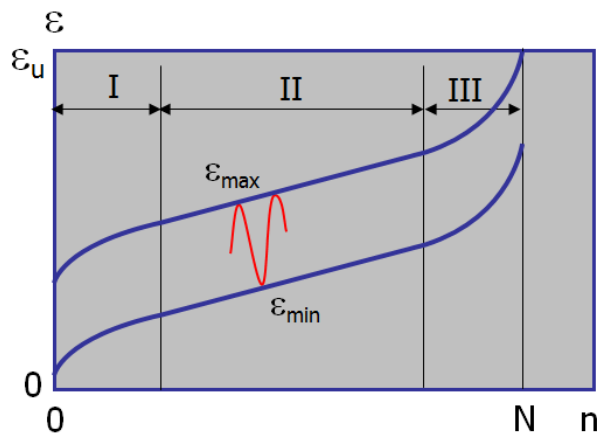
Het normaliseren van de spanning heeft het mogelijk gemaakt dat o.a. effecten vanuit het mengsel, verhardingsduur en verhardingscondities niet meegenomen hoeven worden bij vermoeiingstoetsen, omdat deze factoren al zijn opgenomen in de genormaliseerde spanning (de sterkte). Bij genormaliseerde spanningen gelijk of minder dan  $\frac{\sigma_{max}}{f_c} = 0.4$  zal “geen” vermoeiing optreden. Dit limiet staat bekend als de quasi fatigue limit. Opgemerkt moet worden dat door het stijgen van de betondruksterkte (na 28 dagen) ook de accumulatie van vermoeiingsschade vermindert. Tevens zullen er herverdelingen van spanningen optreden wat gunstig is voor de vermoeiingssterkte.

In Figuur 60 wordt de afname van secant modulus getoond als functie van het aantal wisselingen. Dit diagram wordt voor alle betonsoorten met vermoeiing (ook onder trekspanning) gekenmerkt door drie zones: 1) directe stijfheidsafname in het begin, 2) lineaire stijfheidsafname en 3) het bereiken van de vermoeiingslevensduur.

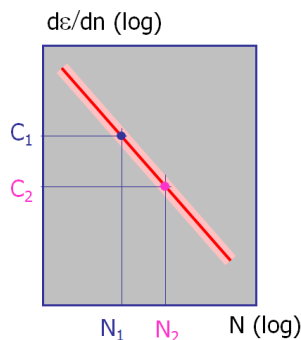


Figuur 60 De stijfheidsafname van beton als gevolg van vermoeiingsbelasting (2-Mallet)

De accumulatie van schade als gevolg van vermoeiing kan ook weergegeven worden in een rek-wisseling diagram (zie Figuur 61). De accumulatie van rek (vervorming) als gevolg van vermoeiing wordt ook wel cyclische kruip genoemd. De drie zones die eerder waren beschreven zijn ook in Figuur 61 te herkennen. Duidelijk te zien is dat zone II wordt gekenmerkt door een lineaire stijging. Aangezien zone II veel groter is dan zone I en III kan de vermoeiingslevensduur  $N$  gerelateerd worden aan de helling  $d\varepsilon/dn$  (zie Figuur 62).



Figuur 61 Accumulatie van rek door wisselspanningen (4-TU Delft)



Figuur 62 Verband tussen de vermoeiingslevensduur en de cyclische kruipsnelheid (4-TU Delft)

## 6 Vezelbeton

---

### 6.1 Effect van vezels in beton

#### Referenties:

1. **Bouquet, G.Chr. en C.R. Braam, Vezels in beton. Cement 2006-5, Blz. 31-35.**
2. **Vezels. Betoniek 8/21, januari 1991.**
3. **Lofgren, I., Fiber-reinforced Concrete. Concrete Revisited (Arup) 2008.**
4. **Walraven, J.C., Vezelbeton van verleden naar toekomst. Cement 2007-3, Blz. 6-12.**
5. **Bijen, J.M.J.M., Polypropyleenvezels als wapening tegen scheurvorming in vloeren. Cement 1995-11, Blz. 90-93.**
6. **Gerritse, A., Vezels in beton. Cement 1991-5, Blz. 74-77**

Bij scheurvorming in traditioneel beton wordt wapeningsstaal gebruikt om de scheurwijdte te beperken en de weerstand/sterkte van het gescheurd beton te garanderen. Door vezels te gebruiken kan men beton realiseren met minder (of zelfs géén) wapeningsstaal.

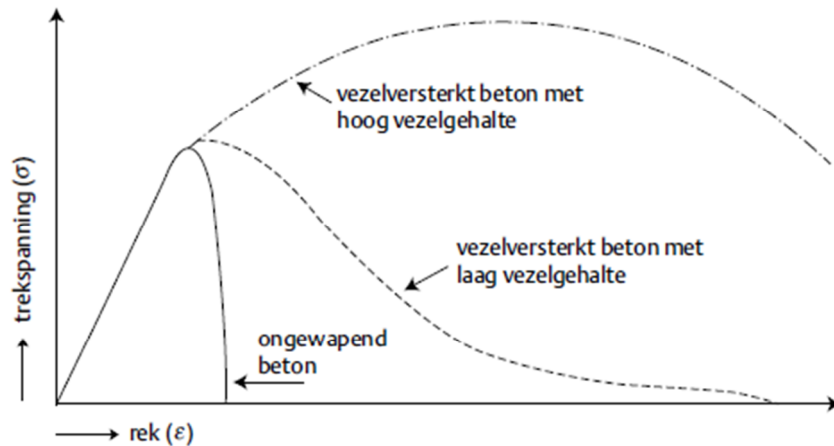
Gewapend beton gedraagt zich bij trek lineair-elastisch totdat de treksterkte van het beton wordt bereikt.<sup>5</sup> Vanaf dat punt ontstaat er een lokale scheur waarbij de spanning in het beton ter plaatse van de scheurdoorsnede afneemt met als gevolg een stijging in de staalspanning ter plaatse van de scheurdoorsnede. De overdracht van de spanning van het beton naar de wapening, gebeurt middels een schuifspanning. Dit gaat gepaard met een verschuiving van staal t.o.v. beton. Deze verschuiving is uiteindelijk zichtbaar in de scheurwijdte. Door (het contactoppervlak van) de wapening fijner te verdelen, kan het materiaal efficiënter worden gebruikt. Een fijnere verdeling heeft immers meer aanhechtend oppervlak, waardoor de schuifspanning in de perimeter daalt en verschuivingen (en dus scheurwijdten) beperkt worden. Een ultieme vorm van fijne wapening is het gebruik van vezels. Het blijkt vooral effectief te zijn om lokale trekspanningspieken te wapenen met wapeningsstaal en een gespreide trekspanning af te wapenen met vezels.

De hoge kosten van vezels maken efficiënt gebruik van het materiaal noodzakelijk. Dit wordt echter lastig gemaakt door (1) de willekeurig georiënteerde vezels (efficiëntiefactor van 1/3 bij willekeurige oriëntatie) waarvan (2) een deel zich in de drukzone bevindt en daarom niet (volledig) constructief bijdraagt. De oriëntatie van vezels is overigens sterk afhankelijk van de stortwijze en geometrie van de constructie. Kortom, er moeten goede redenen zijn om vezelbeton toe te passen, daar vezels erg duur kunnen zijn.

---

<sup>5</sup> De scheurvorming ten gevolge van een centrische trekspanning, gaat gepaard met de vorming van microscheuren. Hierdoor zal de spanningsafname niet abrupt zijn.

Goede redenen zijn er ook. Toepassing van vezels kan bijdragen aan: ductiliteit, vermindering van krimp-scheuren, (buig)treksterkte, breukenergie, fijnere scheurverdeling, scheurwijdtevermindering, weerstand tegen stootkrachten, slijtvastheid, brandbestendigheid, vermoeiing en arbeidsvriendelijkheid. Deze aspecten kunnen uiteindelijk de doorslaggevende factor zijn om toch vezels in beton toe te passen.



Figuur 63 Effect van vezelgebruik in beton

Naast de efficiënte lokalisatie en oriëntatie kent men ook andere manieren om het maximale uit de vezels te halen. Door genoeg hechting te realiseren tussen de matrix en de vezels kan deze efficiëntie in sommige gevallen verbeterd worden. De vezels moeten echter wel sterker zijn dan de hechting, zodat bros bezwijken van de vezels voorkomen wordt.

## 6.2 Classificatie van vezelbeton naar mechanisch gedrag

### Referentie:

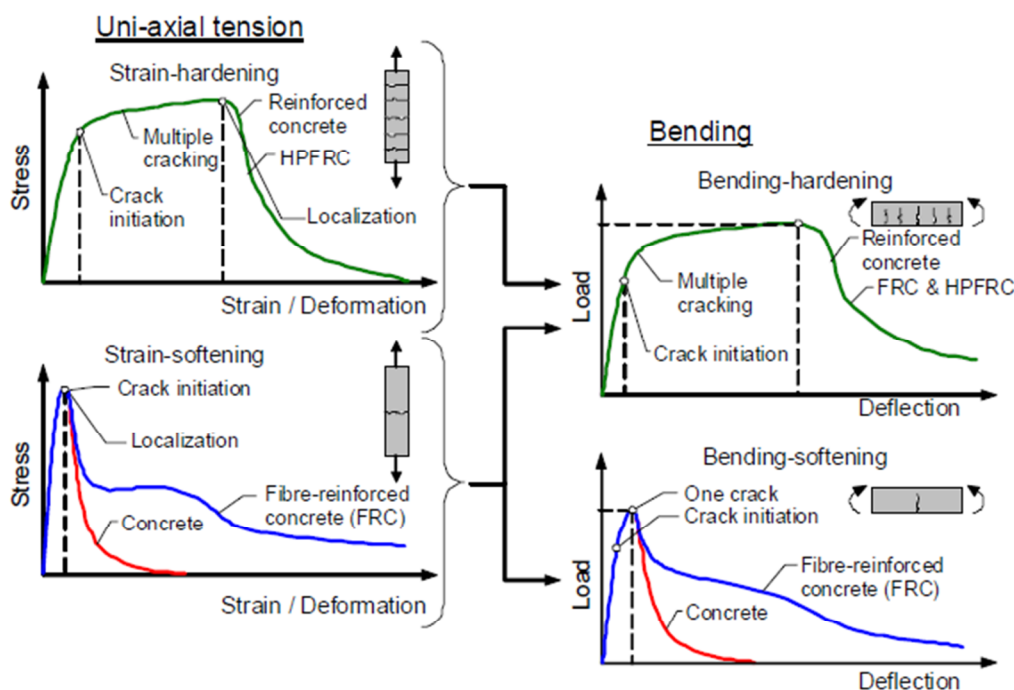
- Naaman, A.E., **Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. Journal of Advanced Concrete Technology, vol 1, no 3, 2003.**

Aangezien de meeste winst in het trekgebied wordt gehaald, worden verschillende soorten vezelbeton o.a. gekenmerkt door hun mechanisch gedrag onder trek (zie figuur 64). Zo zijn er hoge-prestatie (ook wel High Performance of hoogwaardige) vezelbetonsoorten (HPFRC) die een hoger vezelgehalte hebben<sup>6</sup> (het kritische vezelvolumegehalte  $V_{f,cri,tension}$  genoemd). Hierdoor heeft het beton een (pseudo) strain hardening (versterken bij scheurvorming) gedrag onder trek en zullen zich meerdere scheuren vormen in een trekelement (zie Figuur 65). Na een bepaalde rek vertoont het materiaal strain softening gedrag en zal plaatselijk een scheur verwijden. Een ander soort “plastisch gedrag” is deflection hardening, oftewel het vormen van meerdere scheuren onder invloed van buigmomenten. Een strain hardening materiaal kan per definitie ook onder buiging meerdere scheuren

<sup>6</sup> Het is misleidend om alleen het vezelvolumegehalte in beschouwing te nemen. In de volgende paragraaf wordt toegelicht dat een combinatie van verschillende parameters het strain hardening gedrag bepalen.

vertonen. De buigtreksterkte kan immers door herverdeling van spanningen over de hoogte groter zijn dan de centrische treksterkte.

De tegenhangers van strain hardening betonsoorten zijn de strain softening materialen: bijvoorbeeld staalvezelbeton (SFRC). Deze materialen hebben het nadeel dat ze na de vorming van een enkele scheur direct een afname van de trekspanning vertonen. Ten gevolge van de spanningsafname zal de scheur zich lokaliseren en zal een discrete scheur zichtbaar zijn. Overigens kan een vezelbeton, dat zich bij centrische trek strain softening gedrag vertoont, toch deflection hardening gedrag vertonen (vezelvolumegehalte  $V_{f,cri,bending}$ ).



Figuur 65 Strain/deflection hardening/softening van VVB, hoogwaardig vezelbeton en traditioneel beton

## 6.3 Bepalen van de trek- en buigeigenschappen van vezelbeton

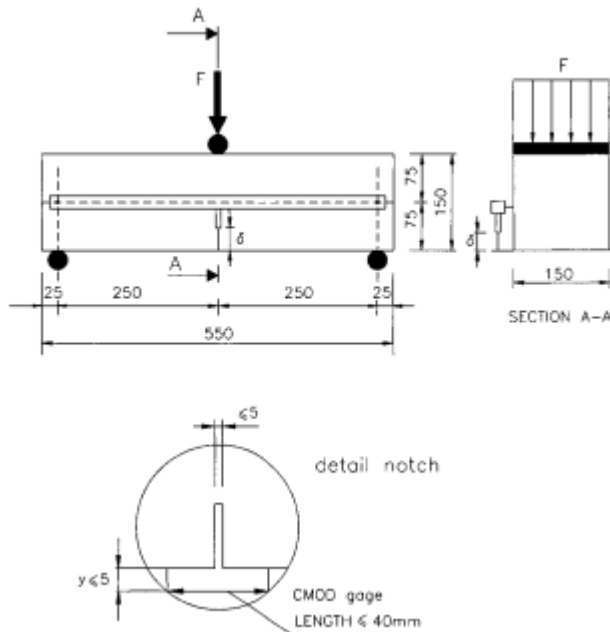
### Referentie:

- **Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method, RILEM, 2003**

Vezelbeton wordt op trek of buiging beproefd op een specifieke wijze zodat breukmechanische eigenschappen verkregen worden en gescheurd vezelbeton met realistische spanning-scheurwijdte relaties gemodelleerd kan worden (RILEM TC 162-TDF:  $\sigma - w$  methode). Die eigenschappen zijn dikwijls de E-modulus, treksterkte  $f_{ct}$  en breukenergie  $G_f$ . De meest directe wijze om deze eigenschappen te bepalen is door een scheurwijdte-spanningsdiagram  $\sigma(w)$  te verkrijgen. Middels een inkeping kan de scheurlocatie vastgelegd worden en kan er meetapparatuur (een LVDT) op deze doorsnede bevestigd worden.



Aangezien trekproeven door hun complexiteit minder gewenst zijn, kunnen middels indirecte proeven de trekeigenschappen verkregen worden (zie bijv. Figuur 67). In een dergelijke methode wordt getracht om de resultaten van een experiment te reproduceren middels een numeriek model en willekeurige materiaal input (bijv. centrisc trekgedrag). Door telkens de materiaal input te wijzigen en te vergelijken met de testresultaten wordt getracht om deze eigenschappen te bepalen. Een mogelijke wijze waarop deze methode toegepast zou kunnen worden is door een buigproef uit te voeren om het trekspanning-rek diagram te verkrijgen (zie Figuur 66).



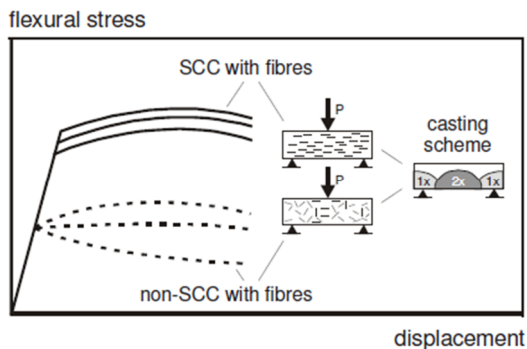
Figuur 66 Driepunts buigproefopstelling volgens RILEM TC 162-TDF

## 6.4 Invloed van vezel oriëntatie

### Referentie:

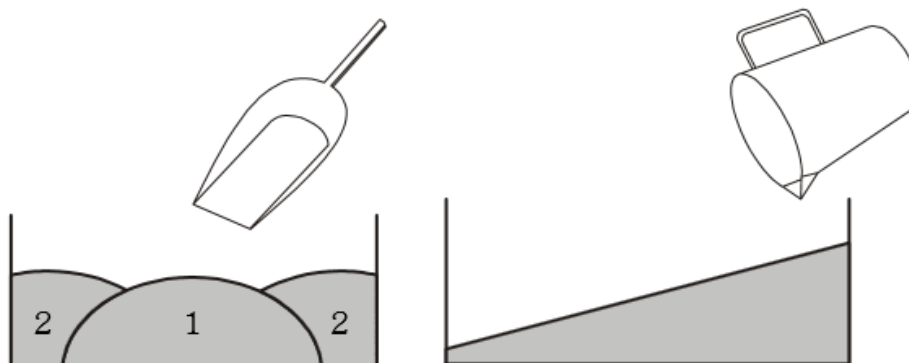
- **Grünewald, S., Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. Proefschrift TU Delft, 2004.**

Het stortproces en de verwerkbaarheid van vezelbeton hebben een grote invloed op de oriëntatie van de vezels en hiermee ook op het trekgedrag. De vezels die zich ter plaatse van de bekisting bevinden zijn dikwijls parallel georiënteerd aan het oppervlak. Die oriëntatie is het zogenaamde “wall effect”. Een zelf verdichtend mengsel kan in dat geval gunstige eigenschappen hebben doordat de vezels zich oriënteren in de richting van de stroming. Door de slechte verwerkbaarheid van niet zelf verdichtende mengsels hebben vezels een meer willekeurige oriëntatie met een veel grotere spreiding in eigenschappen (zie Figuur 67).



Figuur 67 Invloed van een zelf verdichtende mortel op de vezeloriëntatie en buigsterkte (Grünewald)

Uit de literatuur zijn twee stortmethoden bekend die zijn weergegeven in Figuur 68: a) RILEM en b) "Flow method". Het verdient de voorkeur om vezelbeton in lagen te storten, daar dit gunstig is voor de vezeloriëntatie.



Figuur 68 Twee stortmethoden: a) Volgens RILEM en b) de "Flow" methode (Grünewald)

## 6.5 Staalvezelbeton

### Referenties:

- Bouquet, G.Chr. en C.R. Braam, Vezels in beton. Cement 2006-5, Blz. 31-35.
- Vandewalle, L. en D. Dupont, Staalvezelbeton 1 - Buigproef. Cement 2002, nr. 6.
- Vandewalle, L. en D. Dupont, Staalvezelbeton 2 – Buigingscapaciteit van staalvezel-betonbalken met of zonder langswapening. Cement 2002, nr. 7.
- Hoekstra, A., Staalvezelbetonvloeren; stand van zaken. Cement 2002, nr. 8.

Staalvezels zijn er in verschillende vormen te verkrijgen: recht, getordeerd, plat, rond, rechthoek, veelhoek, haakjes, kopjes aan uiteinden, gegolfd, opgeruwd, mechanisch vervormd, enz. Hieronder zijn de eigenschappen van staalvezels en staalvezelbeton beschreven.

Lengte:	7-75 mm (veelal 25-60 mm)
Diameter:	0,15-2 mm (veelal 0,4-0,8 mm)
Slankheid:	40-80
Treksterkte:	900-3000 N/mm <sup>2</sup>
Elasticiteitsmodulus:	200 GPa
	Ductiel-plastisch gedrag
Kruip:	Gering
Bescherming:	Galvaniseren mogelijk of roestvast staal
Toepassing in beton:	vezelgehaltes vanaf 35 kg/m <sup>3</sup> (0,35 volume%) tot enkele procenten, hoge percentages van 4-15% mogelijk (SIFCON), combinatie met wapeningsstaal

Staalvezelbeton is onderzocht in de artikelen van (2 en 3-Vandewalle). Op basis van deze informatie zijn rekenregels opgesteld in (4-Hoekstra).

## 6.6 Kunststofvezelbeton

### Referenties:

1. **Bouquet, G.Chr. en C.R. Braam, Vezels in beton. Cement 2006-5, Blz. 31-35.**
2. **Bekaert, 2000.**

Kunststofvezels worden geproduceerd in de textiel- en petrochemische industrie. Deze vezels hebben veel verschillende vormen 1: polypropyleen, polyethylene, polyvinylalcohol, carbon, glas, polyamide, polyester, nylon, acryl en aramide. Hieronder zijn de eigenschappen beschreven van kunststofvezels:

Lengte:	vanaf 5 mm
Diameter:	10 µm – 1 mm
Treksterkte:	tot 4000 N/mm <sup>2</sup>
Elasticiteitsmodulus:	5-200 GPa
	In multifilamentvorm beschikbaar
	Corrosiebestendig
	Hoge kosten
	Glasvezels (type E) gevoelig voor ASR in beton

Kunststofvezels hebben een goede hechting met beton. Dit komt door de zeer kleine diameter met als gevolg een groter hechtoppervlak. Eventueel kan het oppervlak bewerkt worden om de hechting te verbeteren.

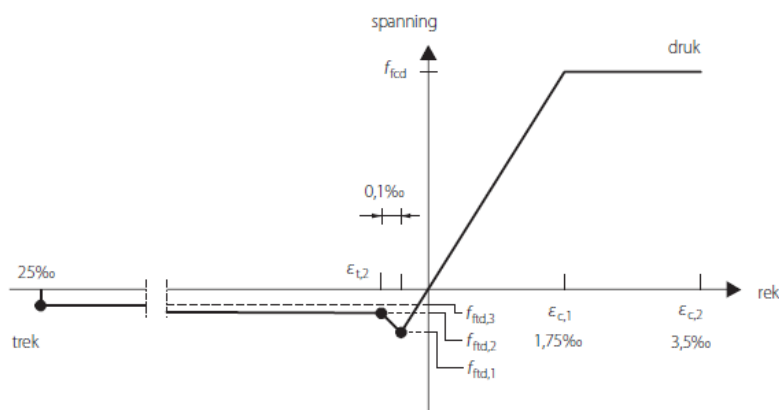
Polyester- en polypropyleenvezels worden veelal toegepast om krimpscheuren ten gevolge van verhinderde vervorming te beperken. Bij het verharden van beton zal het gaan krimpen (plastische krimp) terwijl het dikwijls wordt verhinderd door de omgeving. Tegelijkertijd stijgt de E-modulus waardoor trekspanningen ontstaan terwijl de treksterkte nog niet ontwikkeld is. Polypropyleenvezels blijken in deze fase zeer effectief te zijn. In de plastische fase van beton zijn de vezels stijver dan het beton en zijn ze in staat zich te verankeren.

## 6.7 Rekenmodellen voor vezelbeton

### Referenties:

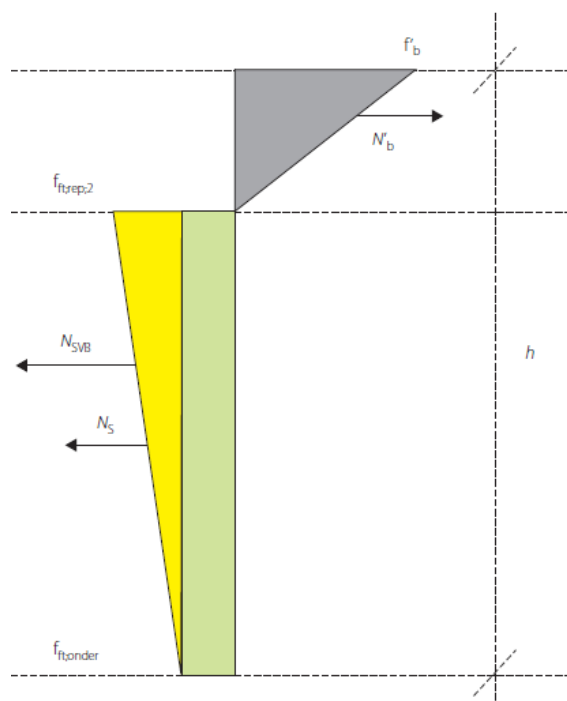
1. CAE, Rekenmodel vvUHSB. Cement 2011-3, Blz. 50-57.
2. Recommendations for UHPFRC, AFGC, januari 2002.

De algemene regels van de mechanica zijn ook toepasbaar op vezelbeton. Net als bij andere materialen ontstaan rekken in de constructie door verplaatsingen. Met behulp van de stijfheden kunnen met deze rekken spanningen worden herleid. De stijfheid is echter niet constant i.v.m. scheurvorming.



Figuur 69 Spanning-rek diagram van vezelbeton

Vervolgens kunnen spanningen getoetst worden aan de maximaal opneembare spanning. Het is echter gebruikelijk om bij buiging te toetsen op een maximaal opneembaar moment. Deze is met de elementaire buigingstheorie af te leiden door het spanning-rek diagram uit te zetten over de doorsnede (zie Figuur 70).



Figuur 70 Spanningspatroon over doorsnede van vezelbeton

In het artikel in Cement 2011-3 zijn door CAE rekenregels opgesteld voor vvUHSB (UHPFRC).

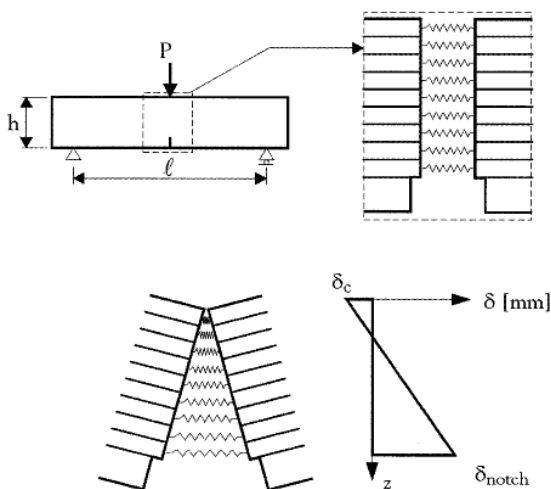
De lastig te bepalen krachtsverdeling door het niet-lineair gedrag bij scheurvorming, maakt EEM-pakketten onmisbaar. Zo is EEM-pakket Atena geschikt om middels een materiaalmodel voor vezelbeton een reële krachtsverdeling te genereren.

### 6.7.1 Meerlagenmodel

#### *Referenties:*

1. **Hordijk, D., Local approach to fatigue of concrete, PhD-thesis, Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, the Netherlands, 1991.**
2. **Bouvy, L.W.H., Ultra high performance fibre reinforced concrete: Modelling the shear, bending and fatigue behaviour. Afstudeeronderzoek TU Delft, 2010.**
3. **Yang, Y., Bending Behaviour of a High Performance Concrete Overlay on an Orthotropic Steel Deck. Afstudeeronderzoek TU Delft, 2008.**
4. **Zhang, J., C.K.Y. Leung, and Y.N. Cheung, Flexural performance of layered ECC-concrete composite beam. Composites science and technology, 2006. 66: p. 1501-1512.**
5. **Lappa, E.S., High Strength Fibre Reinforced Concrete – Static and fatigue behavior in bending, PhD-thesis, Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, the Netherlands, 2007.**
6. **Kooiman, A.G., Modelling steel fibre reinforced concrete for structural design. Dissertatie, TU Delft, 2000.**

Het gedrag van vezelbeton belast op buiging kan nauwkeurig worden gemodelleerd met het meerlagenmodel ontwikkeld door Hordijk. Het model was oorspronkelijk ontwikkeld om het belasting-doorbuiging gedrag van ongewapend traditioneel beton te modelleren. Kooiman gebruikt in zijn promotieonderzoek (6-Kooiman) het meerlagenmodel om (strain softening) staalvezelbeton te modelleren. Het model is populair door zijn simpliciteit wat eenvoudig geïmplementeerd kan worden in een spreadsheetprogramma (2-Bouvy) of Matlab script (3-Yang) en parametrische analyses mogelijk maakt. Ook is het door zijn veelvuldige toepassing geverifieerd bij experimenteel onderzoek (1-Hordijk, 2-Bouvy, 5-Lappa, 6-Kooiman en 3-Yang). In de literatuur is de toepassing van het model op ECC echter niet te vinden.

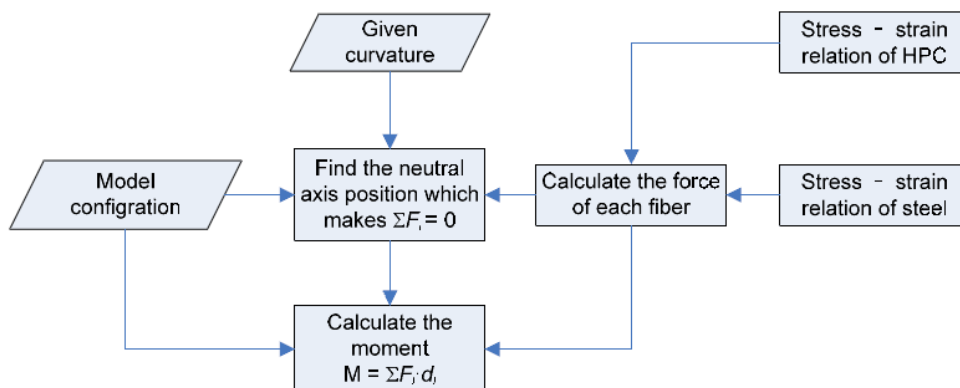


Figuur 71 Oorspronkelijk model door Hordijk

Hieronder worden de stappen van het meerlagenalgoritme beschreven:

De doorsnede, in de richting waarin buiging wordt beschouwd, wordt opgedeeld in vezels over de hoogte.

1. Voor elke vezel kunnen verschillende constitutieve eigenschappen toegekend worden zodat ook composietmaterialen beschouwd kunnen worden.<sup>7</sup> Ook niet-lineaire constitutieve eigenschappen kunnen meegenomen worden.
2. De volgende stap van het algoritme bepaalt voor een bepaalde kromming  $\kappa$  de neutrale as. Dit gebeurt m.b.v. de volgende relatie:  $\sum F_i = 0$  waarin  $F_i$  de kracht is die werkt op een vezel. Het verkrijgen van krachterevenwicht gebeurt middels iteraties.
3. Het verkregen moment met alle krachtelementen  $F_i$  kan vervolgens omgezet worden in een werkend moment over de doorsnede met:  $M = \sum F_i \cdot d_i$
4. Het uiteindelijke resultaat is een (niet-lineaire) M- $\kappa$  relatie die door variëren van  $\kappa$  uitgezet kan worden in een grafiek.



Figuur 72 Processchema meerlagenmodel (3-Yang)

<sup>7</sup> In dat geval moet aangenomen worden dat er volledige samenwerking is tussen beide materialen.

Bij gebruik van het meerlagenmodel wordt aangenomen dat de elementaire buigtheorie opgaat. Dit is niet correct voor gescheurd beton, omdat er een extra vervorming optreedt ten gevolge van schuifspanningen. Dit kan echter genuanceerd worden als de scheuren zich verdeeld hebben over de lengte, waar sprake van kan zijn bij vezelbeton. Het effect van schuifspanningen kan worden gemodelleerd met het model in (4-Zhang).

Met het meerlagenmodel kunnen ook scheurwijdtes bepaald worden. Hiervoor is de spanning-scheurwijdte relatie nodig uit experimentele testen. Daarbij moeten rekken omgezet worden in scheurwijdtes. Bij discrete scheurvorming zal naast de elastische vervorming van het beton ook vervorming optreden bij de scheur (geconcentreerd). Met de onderstaande vergelijking kunnen rekken uit het meerlagenmodel omgerekend worden naar een scheurwijdte:

$$w = (\varepsilon_s + \varepsilon_e) \cdot l_c$$

$$l_c = \frac{2}{3} \cdot h$$

Hierin is:

- $w$  = scheurwijdte
- $\varepsilon_e$  = elastische rek
- $\varepsilon_s$  = scheurrek
- $l_c$  = karakteristieke lengte
- $h$  = hoogte van de doorsnede

Met een aanvullende modificatie met vergelijkingen van Kessler-Kramer kan ook de cyclisch kruip en afnemende treksterkte t.g.v. vermoeiing mee worden genomen in het meerlagenmodel (2-Bouvy en 5-Lappa):

$$f_{ct,N} = f_{ct,0} - 0,27 \cdot \log(N)$$

$$E_N = E_0 - a \cdot \log(N)$$

Opgemerkt dient te worden, dat bovenstaande formules niet voor alle soorten vezelbeton geverifieerd zijn.

## 7 Buigbaar beton: Engineered Cementitious Composites

### Referenties:

1. **Concrete Construction Engineering Handbook 2nd Edition**
2. **Li, V.C. 1993. From micromechanics to structural engineering: the design of cementitious composites for civil engineering applications. JSCE J. Struct. Mech. Earthquake Eng., 10(2), 37–48.**

High-Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) hebben zeer gunstige eigenschappen in het nascheurgedrag (zie paragraaf 6.2). Echter, de kosten en uitvoeringsaspecten die vooral door het hoge vezelvolumegehalte worden beïnvloed, zijn een obstakel. Een nieuw soort vezelbeton, ECC, die begin jaren '90 werd ontwikkeld aan de Universiteit van Michigan bood hier een oplossing voor. ECC staat voor Engineered Cementitious Composites en heeft een zeer hoge rekcapaciteit met minimale vezelvolumegehalte. Het materiaal heeft vaak een lage treksterkte (4 tot 6 MPa) ten opzichte van strain softening vezelbeton, maar vertoont meerdere scheuren waardoor rekken van 3% tot 5% haalbaar zijn (pseudo strain hardening) (zie Figuur 73).

Compressive Strength (MPa)	First Crack Strength (MPa)	Ultimate Tensile Strength (MPa)	Ultimate Tensile Strain (%)	Young's Modulus (GPa)	Flexural Strength (MPa)	Density (g/cc)
20–95	3–7	4–12	1–8	18–34	10–30	0.95–2.3

Figuur 73 Materiaaleigenschappen van ECC (1-Concrete Construction Engineering Handbook)

ECC is een familie van verschillende mortels die worden ontworpen voor een specifieke betonconstructie op basis van de benodigde treksterkte en ductiliteit. Naast de variërende mechanische eigenschappen kent het materiaal nog vele andere verschijningsvormen: zelf verdichtend ECC, snel verhardend ECC, lichtgewicht ECC, duurzaam ECC en zelfhelend ECC.

De naam ECC is geadopteerd door de onderzoekers die het materiaal in 1993 ontwikkeld hebben (2-Li). Toen in 2006 de unieke strain hardening eigenschappen van ECC werden gebruikt voor de classificatie van beton is door RILEM de naam Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC) toegekend. De Japan Society of Civil Engineers spreekt van multiple fine cracking fiber-reinforced cementitious composites. Allen staan ze bekend om hun micro-mechanisch ontwerp met strain hardening gedrag en zeer hoge ductiliteit en zullen voor het gemak ECC genoemd worden in dit rapport. Overigens wordt het materiaal soms ook wel buigbaar beton genoemd door de capaciteit om grote buigvervormingen (kromming) te ondergaan.

Ondanks dat ECC in 1993 met specifieke materialen is ontworpen, kunnen er ook met lokale materialen elders in de wereld soortgelijke eigenschappen verkregen worden. Zo is ECC ontwikkeld met materialen uit Japan, Europa, Zuid-Afrika en de VS. Dit heeft alles te maken met het feit dat de mortel op maat ontworpen wordt voor het verkrijgen van de gunstige eigenschappen en daarom met elk



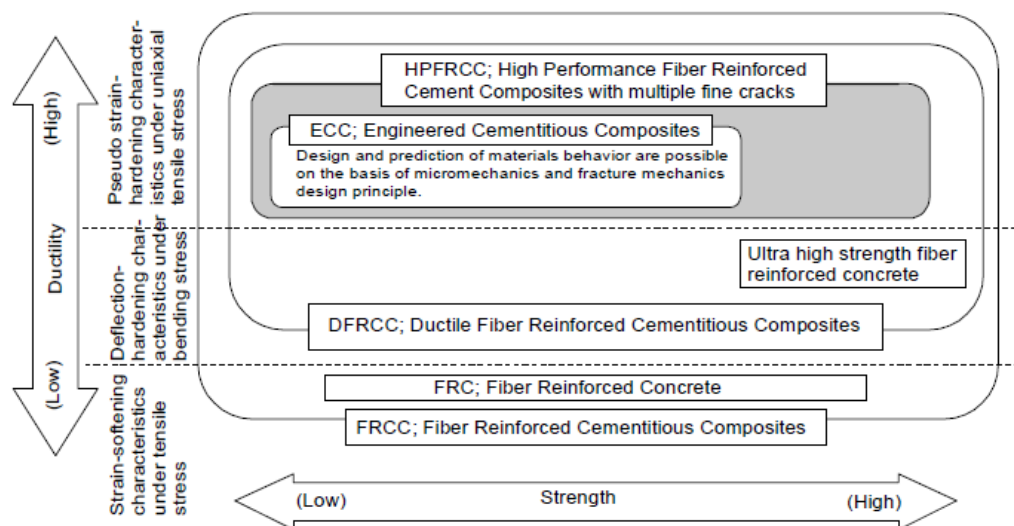
(basis)materiaal te realiseren is. Opgemerkt moet worden dat in de literatuur vaak wordt gesproken over ECC met polyvinyl alcohol vezels (PVA-ECC) die voorzien zijn van een oliesmering. Desondanks is ook ECC te realiseren met andere vezelsoorten zoals polyethyleen- en polypropreenvezels.

## 7.1 Japanse richtlijn voor ECC

### Referentie:

- **Recommendations for Design and Construction of HPFRCC with Multiple Fine Cracks, Japan Society of Civil Engineers. March, 2008.**

De Japan Society of Civil Engineers heeft in 2007 richtlijnen gepubliceerd voor HPFRCC's. De richtlijnen zijn toepasbaar op ECC, daar ECC uitdrukkelijk wordt genoemd als "één basisvoorbeeld van de" HPFRCC's (zie Figuur 74). Daarnaast zijn veel materiaalgegevens gebaseerd op ECC.

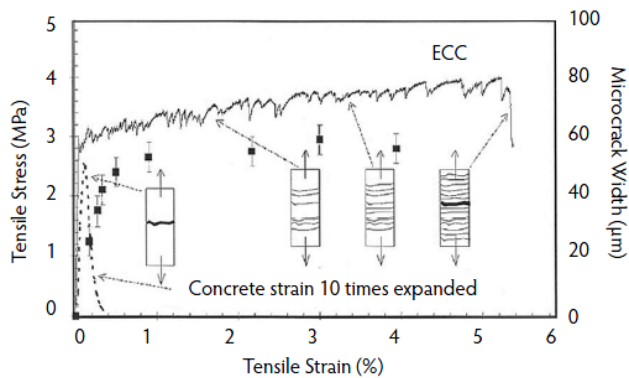


Figuur 74 Classificatie HPFRCC volgens de Japanse Richtlijn (JSCE)

Belangrijke aspecten uit de richtlijn worden in dit hoofdstuk genoemd.

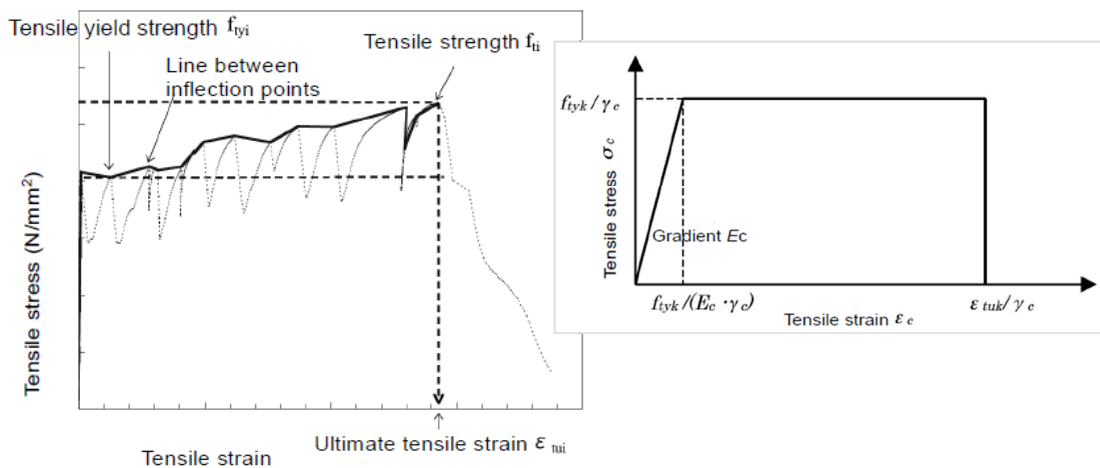
## 7.2 Gedrag onder trekspanning

ECC is ontworpen om zowel in het elastisch gebied als het plastisch gebied van het trekspanning-rek gebruikt te worden. De spanning-rek relatie wordt gekenmerkt door een elastische zone totdat deze overgaat in strain hardening, zoals men dit gewend is bij metalen (zie Figuur 75). Echter, deze overgang wordt bij ECC gekarakteriseerd door de vorming van de eerste scheur. Het strain hardening gedrag wordt veroorzaakt door de versterking van het materiaal bij elke nieuw scheur die wordt gevormd. Dit wordt daarom ook wel pseudo strain hardening genoemd. Wanneer een scheur zich lokaal begint te verwijden en er discrete scheurvorming ontstaat, zal de strain hardening overgaan in strain softening, zoals men gewend is bij normaal vezelbeton (FRC). Strain softening van ECC vindt pas plaats in een zeer laat stadium, waardoor rekken tot 5% realiseerbaar zijn met stabiele scheurwijdtes van 60 micron. De treksterkte wordt bereikt als de scheurvorming lokaliseert. Tot dat moment blijven scheurwijdtes beperkt tot orde grootte 60  $\mu\text{m}$ .



Figuur 75 Typische trekspanning-tek diagram van ECC (1-Concrete Construction Engineering Handbook)

De Japanse richtlijn definieert de scheursterkte als de vloeispanning en de treksterkte als de maximale spanning in het trekspanning-tek diagram. Uiteindelijk wordt er in het ontwerp gerekend met de karakteristieke vloeispanning en de rekcapaciteit (met verrekening van een materiaalfactor) (zie Figuur 76).



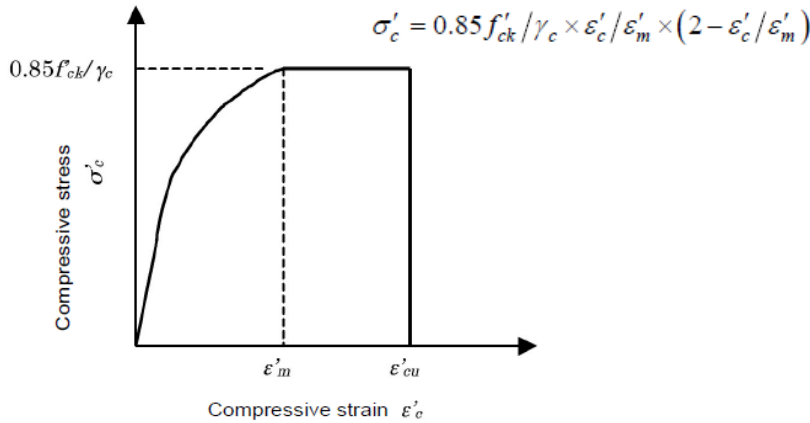
Figuur 76 Definitie van vloeispanning en treksterkte volgens de Japanse richtlijn en de vertaling naar een trekspanning-tek ontwerpdiagram (JSCE)

Om de karakteristieke waarden te bepalen, schrijft het JSCE een trekproef voor. Deze wordt in hoofdstuk 11 beschreven.

### 7.3 Gedrag onder drukspanning

De druksterkte van ECC verschilt niet veel van traditioneel beton. De sterktes van hogesterktebeton tot 95 MPa kunnen gerealiseerd worden met ECC. De taaigheid bij een drukspanning is wel hoger t.o.v. die van traditioneel beton: 0.45% tot 0.65% (1-Concrete Construction Engineering Handbook).

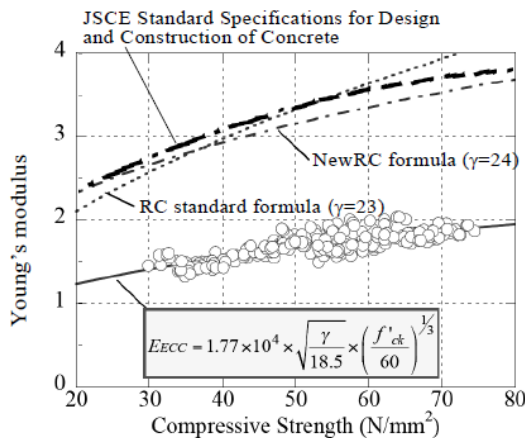
Volgens de Japanse richtlijn mag voor de bruikbaarheidstoestand (kleine drukspanningen) het drukspanning-tek diagram lineair-elastisch verondersteld worden. Bij grotere drukspanningen, dient de constitutieve relatie volgens Figuur 77 gebruikt te worden.



Figuur 77 Drukspanning-rek diagram voor ECC (JSCE)

### 7.4 Ongescheurde stijfheid

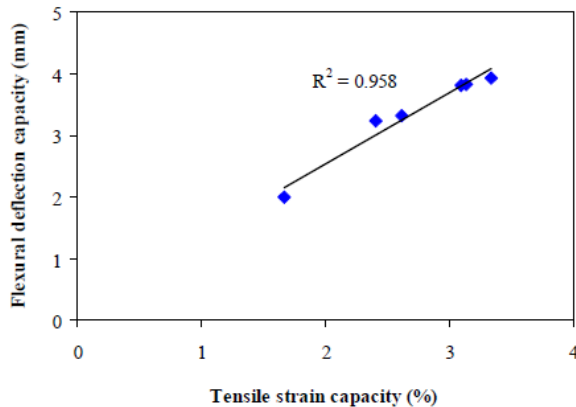
De ongescheurde stijfheid (E-modulus) van ECC is kleiner dan die van traditioneel beton. Door het gebruik van fijne toeslagmaterialen kan de stijfheid een orde grootte factor 2 lager zijn. In de Japanse richtlijn is een ontwerpgrafiek gegeven waarmee de E-modulus benaderd kan worden (zie Figuur 78). Het bepalen van de stijfheid gebeurt echter middels reguliere stijfheidsproeven zoals men gewend is bij traditioneel beton.



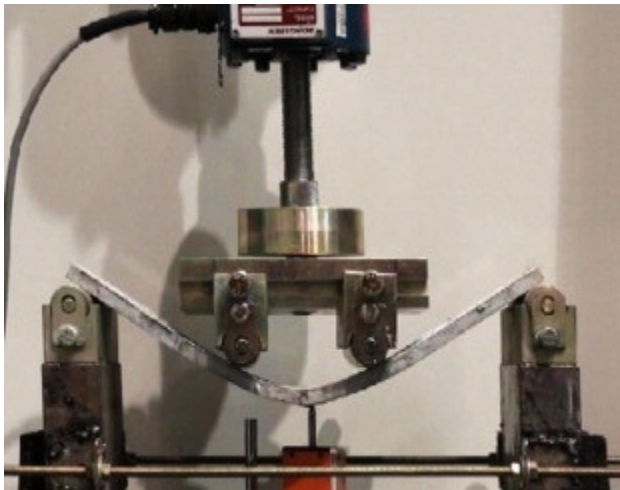
Figuur 78 Relatie tussen E-modulus van ECC en druksterkte (JSCE)

## 7.5 Gedrag onder buiging

Bij buiging zullen er vele microscheuren ontstaan aan de zijde van de trekzone waardoor grote krommingen ondergaan kunnen worden (Figuur 79 en Figuur 80). Dit komt mede door herverdeling van spanningen over de doorsnede die (lineair equivalente) buigtreksterktes van 10 tot 25 MPa makkelijk realiseerbaar maken.

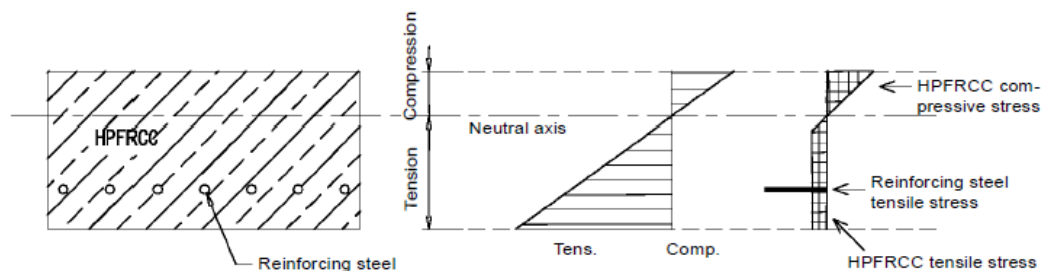


Figuur 79 Relatie tussen buigcapaciteit (lees: kromming) en rekcapaciteit (Zhou e.a.)



Figuur 80 Door de grote krommingen in de zone met het constante moment, buigt een dunne ECC plaat vele centimeters door

Bij het toetsen van de buigsterkte gaan dezelfde regels van de mechanica op voor ECC. In de Japanse richtlijn wordt voor het toetsen van ECC onder BGT de drukzone lineair-elastisch aangenomen en de trekzone elasto-plastisch (zie Figuur 81).



Figuur 81 Spanning in een doorsnede onder BGT (JSCE)

Er wordt bij ECC dikwijls gesproken over de modulus of rupture (MOR) oftewel de buigtreksterkte. Dit is verwarrend, daar bij buiging de buigtreksterkte van ECC een factor vijf hoger kan zijn dan de centriscie treksterkte. In feite wordt met de buigtreksterkte de equivalente lineair-elastische spanning bedoeld.

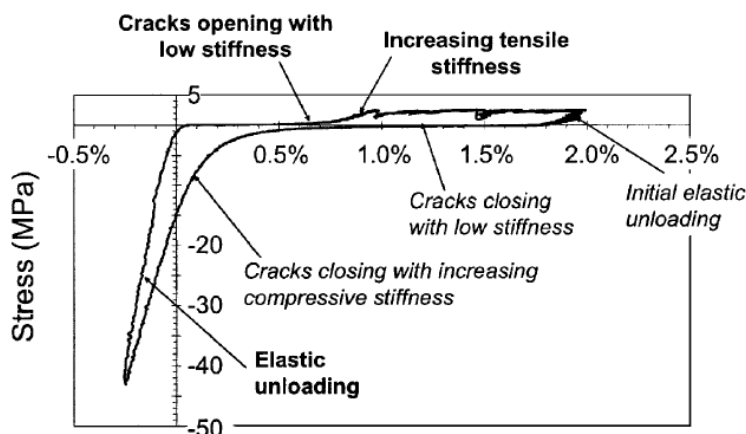
## 7.6 Cyclisch gedrag

### Referentie:

- **Kesner, K.E., S. Billington en K. Douglas, Cyclic Response of Highly Ductile Fiber-Reinforced Cement-Based Composites. ACI Materials Journal 2003-9.**

ECC zal bij een trekspanning scheurvorming vertonen. Dat gaat gepaard met het uittrekken van vezels. Dit betekent dat er bij het ontlasten na scheurvorming een aantasting van de stijfheid (vergelijkbaar met gewapend beton) heeft plaatsgevonden en er een plastische deformatie is overgebleven. Indien een trekelement wordt teruggeduwd tot originele lengte, dan zullen in eerste instantie de uitgetrokken vezels knikken en er geen drukkracht ontwikkeld worden. De restrek wordt blijkaar niet geheel veroorzaakt door het uittrekken van vezels, daar er vroegtijdig, voordat de oorspronkelijke lengte wordt bereikt, een drukkracht wordt ontwikkeld. De stijfheid van deze drukkracht verschilt ten opzichte van de initiële stijfheid (tangent modulus) en loopt langzaam op tot en met de druksterkte.

De bovenstaande beschrijving is duidelijk terug te zien in de experimentele resultaten van Kesner e.a. De experimenten hadden als doel de effectiviteit te bewijzen voor knopen in gebouwen die zijn belast op aardbeving belasting. Hierdoor is geen aandacht besteed aan het stijfheidsverlies (zie Figuur 82).



Figuur 82 Cyclus nadat in het verleden strain hardening heeft plaatsgevonden (Kesner e.a.)

De Japanse richtlijn zegt niets over het cyclisch gedrag van ECC. Wel wordt er een ontwerppformule gegeven voor de vermoeingssterkte van een onder buiging belast ECC element. Dit is echter alleen een sterkte en niet het accumulerende stijfheidsverlies. Wel wordt er aangegeven dat realistische gescheurde stijfheden gebruikt moeten worden om hoge wapeningverhoudingen (door bijv. thermische

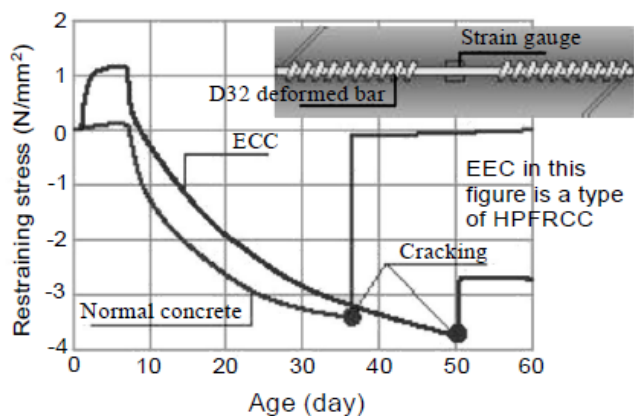
belasting) te voorkomen. Hiermee wordt uiteraard de stijfheid bij monotoon belasten bedoeld.

## 7.7 Krimp en kruip

### Referenties:

1. Zhou, J., Modelling the performance of ECC repair systems under differential volume changes. Proefschrift TU Delft 2007
2. Zhang, J., Gao, Y., Wang, Z., Evaluation of Shrinkage Induced Cracking Performance of Low Shrinkage Engineered Cementitious Composite by Ring Tests, Composites: Part B (2013), doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.03.012>

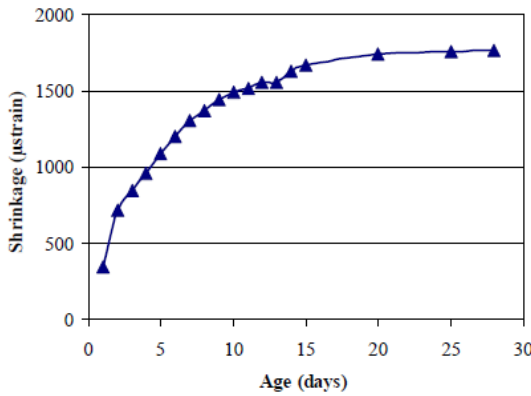
Doordat dikwijls groot toeslagmateriaal wordt voorkomen in ECC, heeft het materiaal een hogere cementgehalte dan traditioneel beton. Als gevolg hiervan zal een hoge uitdrogingskrimp aanwezig zijn in het materiaal. Bij normaal beton wordt een krimp met orde grootte 400-600  $\mu\text{m/m}$  gezien. Bij ECC wordt een krimp gezien van rond 1200-1800  $\mu\text{m/m}$ .



Figuur 83 Spanningsopbouw als gevolg van verhinderde krimp met normaal beton en ECC (de spanning in het diagram is de (druk)spanning die aanwezig is in de rekstrook) (JSCE)

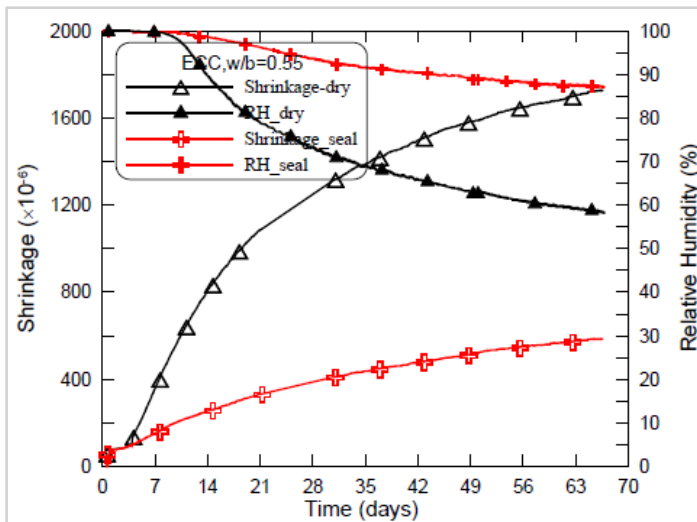
De Japanse richtlijn geeft als voorbeeld Figuur 83 waarin de spanning als gevolg van verhindering van krimp wordt weergegeven. Volgens de richtlijn moet krimp bepaald worden met experimenten (van anderen). In de literatuur zijn door verschillende onderzoekers (verhinderde) krimpproeven uitgevoerd.

Zhou e.a. hebben de vrije krimp van ECC gemeten. Het resultaat is weergegeven in Figuur 84.

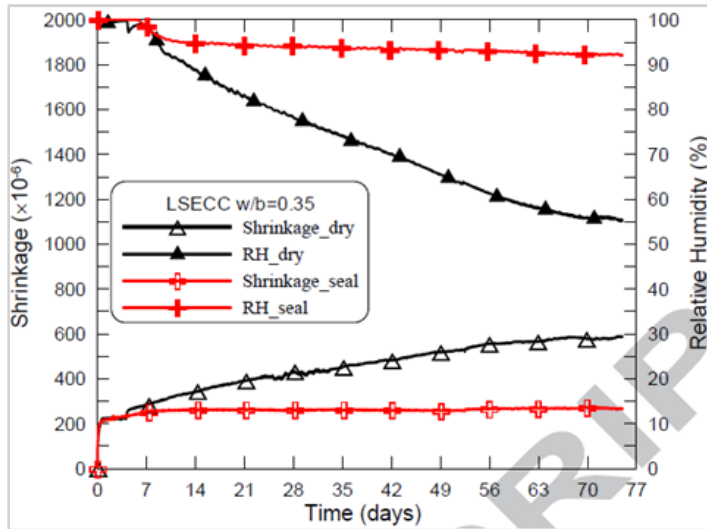


Figuur 84 Vrije krimp van ECC (15-21 °C en 25-55% RV) (1-Zhou e.a.)

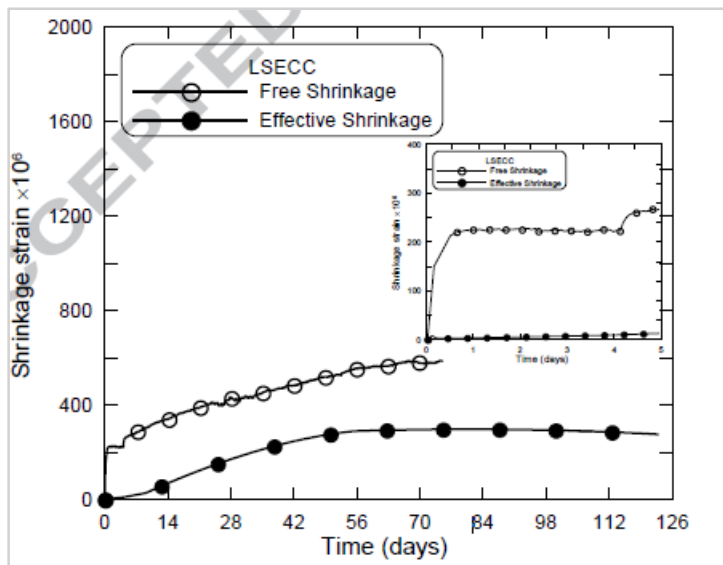
Zhang e.a. hebben zowel verhinderde als onverhinderde krimpproeven met LSECC (weinig krimp) en ECC uitgevoerd. In Figuur 85 t/m Figuur 88 zijn de resultaten weergegeven. Door een cement te gebruiken met weinig krimp, kan de vrij krimp (niet afgedekt) met ca. factor 3 verlaagd worden. Het afdekken reduceert de uitdrogingskrimp aanzienlijk. Ook blijkt bij verhinderde krimpproeven dat de effectieve krimp (als gevolg van vroegtijdige kruip) aanzienlijk lager is dan de vrije krimp.



Figuur 85 Vrije krimp van ECC ( $w/cf = 0.55$ ) (2-Zhang e.a.)

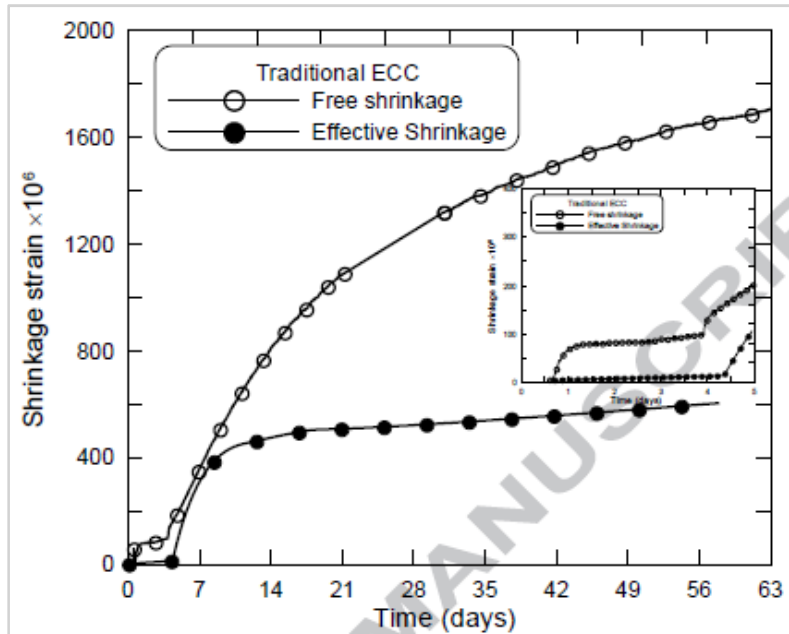


Figuur 86 Vrije krimp van LSECC (2-Zhang e.a.)



Figuur 87 Vrije en effectieve krimp van ECC (2-Zhang e.a.)





Figuur 88 Vrije en effectieve krimp van LSECC (2-Zhang e.a.)

## 7.8 Micromechanisch ontwerpbasis

### Referenties:

1. Kanda., T. en V. Li. Multiple cracking sequence and saturation in FRCC. *Concrete Research and Technology*, Japan Concrete Institute, 9 (2), 1-15.
2. Marshall, D. and Cox, B.N. "A J-integral Method for Calculating Steady-State Matrix Cracking Stress in Composites," *Mechanics of Materials* 7, 127-133, 1988.
3. Kanda, T. and Li, V.C. 2006. Practical design criteria for saturated pseudo strain hardening behavior in ECC. *J. Adv. Concrete Technol.*, 4(1), 59-72.

Om de unieke eigenschappen van ECC te realiseren, is het materiaal geoptimaliseerd middels micromechanica waar de interacties van vezel, matrix en vezel-matrix hechting op elkaar worden afgestemd.

De twee criteria voor het verkrijgen van strain hardening zijn het sterkte criterium en het energie criterium (1-Kanda e.a.). Mocht aan één van de criteria niet worden voldaan, dan zullen er geen strain hardening eigenschappen verkregen worden.

**Sterkte criterium:**  $\sigma_0 \geq \sigma_{cs}$

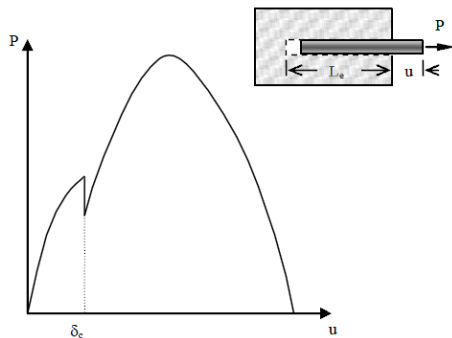
$\sigma_{cs}$ : eerste scheursterkte

$\sigma(\delta)$ : fiber bridging spanning-verplaatsing relatie

$\sigma_0$ : piekspanning fibre bridging stress

Om de achterliggende theorie van het sterkte criterium te begrijpen, moeten eerst de "fibre bridging" eigenschappen van ECC belicht worden. ECC gedraagt zich lineair elastisch totdat de treksterkte in de zwakste doorsnede wordt bereikt. Dit resulteert bij het bereiken van de eerste scheursterkte van de matrix in een

scheurdoorsnede. Een individuele vezel in de scheurdoorsnede zal een kracht-verplaatsingsdiagram (pull-out force) vertonen met een stijgende lijn (zie Figuur 89). Wanneer de hechting tussen de matrix en de vezel bezwijkt, resulteert dit in een dip in het diagram waarna vervolgens de lijn stijgt tot het maximum en de vezel vervolgens zijn kracht verliest. Als de maximale kracht in het kracht-verplaatsingsdiagram groter is dan de treksterkte van de vezel, zal vezelbreuk maatgevend worden en zal een brosse breuk optreden. Dit gebeurt dikwijls bij lange vezels die een grote verankeringslengte hebben.



Figuur 89 Kracht die gepaard gaat met het uittrekken van een enkele vezel

De optelling van alle vezelkrachten is gelijk aan de “fiber bridging stress” oftewel de overbruggende spanning in een scheurdoorsnede. De toename van de fiber bridging stress zorgt ervoor dat elders in het element nog een scheur wordt gevormd. Dit proces zorgt voor de (pseudo) strain hardening van ECC. Mocht de overbrugging bezwijken (door vezelbreuk of bezwijken van de hechting) voordat een nieuwe scheur wordt gevormd, dan zal de fibre bridging stress dalen. Dit leidt tot strain softening.

Kortom, de fibre bridging capacity, moet ten alle tijden groter zijn dan de scheursterkte van de matrix.

$$\text{Energie criterium: } J'_b = \sigma_0 \cdot \delta_0 - \int_0^{\delta_0} \sigma(\delta) d\delta \geq J_{tip} \approx \frac{K_m^2}{E_m} \quad 8$$

$\sigma(\delta)$ : fiber bridging spanning-verplaatsing relatie

$\delta$ : scheuropening

$\sigma_0$ : fibre bridging capacity

$\delta_0$ : de scheurwijdte die correspondeert met  $\sigma_0$

$J_{tip}$ : scheurtipenergie van het composiet

$K_m$ : matrix taatheid

$E_m$ : E-modulus matrix

$J'_b$ : complementaire energie

Om te voldoen aan strain hardening dient ook te worden voldaan aan het zogenaamde energie criterium. Nadat een scheur is gevormd zal deze in lengte toenemen. Hierbij is de Griffith scheurvorming (zoals in Figuur 90a) niet gewenst, omdat hierbij de scheurwijdte toeneemt bij toenemende scheurlengte. Dit zou kunnen leiden tot de afname van de fibre bridging stress. Om Griffith

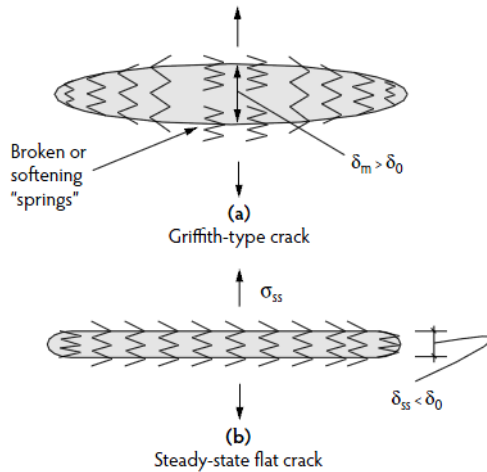
<sup>8</sup>  $J_{tip} \approx \frac{K_m^2}{E_m}$  is alleen geldig bij vezelvolumegehaltes lager dan 3%

scheurvorming te voorkomen, moet de scheur zodanig uitbreiden dat een vlakke scheur ontstaat met constante scheurwijdte  $\delta_{ss}$  waarbij de scheurlengte toeneemt zonder dat de scheurwijdte toeneemt, oftewel stabiele scheurvorming. In (2-Marshall e.a.) is aangetoond dat hiervoor de volgende voorwaarde geldt:

$$J_{tip} < J' \text{ met}$$

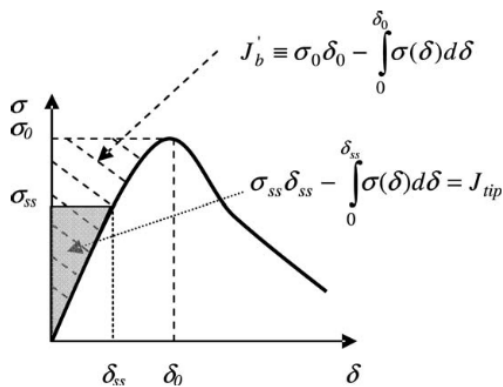
$$J_{tip} \approx \frac{K_m^2}{E_m}$$

$$J'_{b,max} = \sigma_0 \cdot \delta_0 - \int_0^{\delta_0} \sigma(\delta) d\delta \text{ (Figuur 91)}$$



Figuur 90 (a) Griffith scheurvorming (b) Stabiele scheurvorming

Het gebied onder het  $\sigma(\delta)$  diagram ( $\int_0^{\delta} \sigma(\delta) d\delta$ ) in Figuur 91 is de gedissipeerde energie door de “fibre bridging” bij het verwijden van een scheur. De complementaire energie  $J'_b$  is het verschil tussen de externe arbeid  $\sigma_0 \cdot \delta_0$  (bij de maximale fibre bridging stress) en de gedissipeerde energie door fibre bridging. De fysische betekenis van  $J'_b$  is de energie die overblijft voor de scheurvorming (toename scheurlengte). Uit het  $\sigma(\delta)$ -diagram is af te leiden dat deze maximaal is bij  $\delta_0$  met oppervlak  $J'_{b,max}$ . Als de energie voor scheurvorming groter is dan de energie voor scheurverwijding (dissipatie door fibre bridging), dan zal de scheur de neiging hebben om eerder te verwijden dan in lengte toe te nemen. Kortom, de scheurtip energie moet kleiner zijn dan de complementaire energie (het energie criterium). Dit is in Figuur 91 aangegeven met het grijze gebied dat zich in de kaders van de maximale complementaire bevindt. Hierbij zal een stabiele scheur ontstaan met scheurwijdte  $\delta_{ss}$  en fibre bridging stress  $\sigma_{ss}$  waarbij  $J_{tip}$  lager is dan  $J'_{b,max}$ .



Figuur 91 Fibre bridging spanning-scheuropening relatie

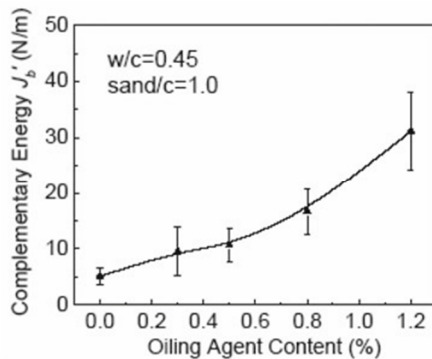
Middels de bovenstaande criteria die de interactie tussen vezel, matrix en vezel-matrix hechting beschrijven kunnen de prestatie indicatoren

$$\sigma_0 / \sigma_{cs} \text{ (spanningscriterium) en } J'_b / J_{tip} \text{ (energiecriterium) worden}$$

voorgeschreven. Beiden moeten groter zijn dan 1.0 om strain hardening bij axiale trek te realiseren. Een eventuele marge in het mengselontwerp kan in deze factoren worden verwerkt.

Als men kijkt naar het energiecriterium ziet men dat de parameters aan de linkerkant van het energiecriterium gerelateerd zijn aan de vezeleigenschappen en de vezel-matrix hechting en aan de rechterkant aan de matrixeigenschappen. Dit biedt houvast om ECC te ontwerpen. De basis van het materiaalontwerp is om  $J_{tip} = \frac{K_m^2}{E_m}$  te minimaliseren en  $J'_b$  te maximaliseren.  $J'_b$  is afhankelijk van de  $\sigma(\delta)$  curve (Figuur 91). Deze relatie is weer afhankelijk van de frictie tussen matrix en vezel, die door de volgende parameters wordt beïnvloed: vezelvolumegehalte  $V_f$ , vezeldiameter  $d_f$ , vezellengte  $L_f$ , frictie  $\tau_0$  en stijfheid van de vezel  $E_f$ . Bij chemische hechting tussen vezel en matrix is er overigens een initiële spanning nodig voor onthechting. Kortom, er is onthechting nodig om een scheuropening te creëren, wat ongunstig is t.a.v. strain hardening. De frictie  $\tau_0$

kan verlaagd worden door smering aan te brengen op het oppervlak van de vezels (zie Figuur 92). De taaiheid van de matrix kan geminimaliseerd worden door fijn toeslagmateriaal te gebruiken.



Figuur 92 Relatie tussen smering aan vezels en complementaire energie  $J_b'$

Naast prestatie indicatoren voor het mengselontwerp kan er ook voor een specifieke matrix en vezelsoort een kritiek vezelvolumegehalte worden voorgeschreven. Dit is de minimale hoeveelheid vezels die moet worden toegevoegd om strain hardening te realiseren.

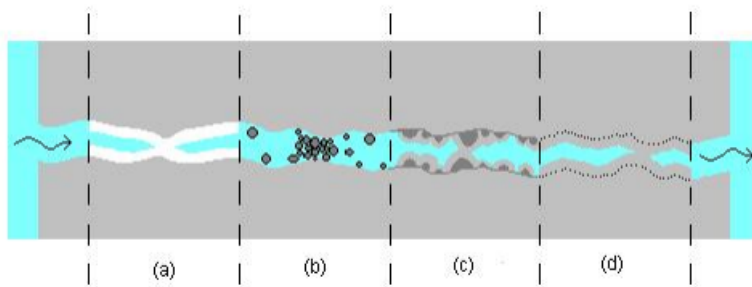
Opgemerkt moet worden dat bij het energiecriterium is aangenomen dat het verharde ECC uniforme eigenschappen heeft en een uniform vezelvolumegehalte. Aangezien uniformiteit nooit gerealiseerd kan worden, dient er met een marge gerekend te worden voor dit criterium (3-Kanda e.a.).

## 7.9 Zelfheling

### Referenties:

1. Sangadji, S. en E. Schlangen, Self Healing of Concrete Structures – Novel approach using porous network concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 10, Blz. 185-194
2. Qian, S.Z., J. Zhou en E. Schlangen, Self-Healing Behavior of Engineered Cementitious Composites. *International RILEM Conference on Advances in Construction Materials Through Science and Engineering*, Blz. 523-529
3. Akakin, T., Effects of cyclic compressive loading and self healing on the mechanical and permeability properties of concrete. *Dissertation Bogazici University 2008*

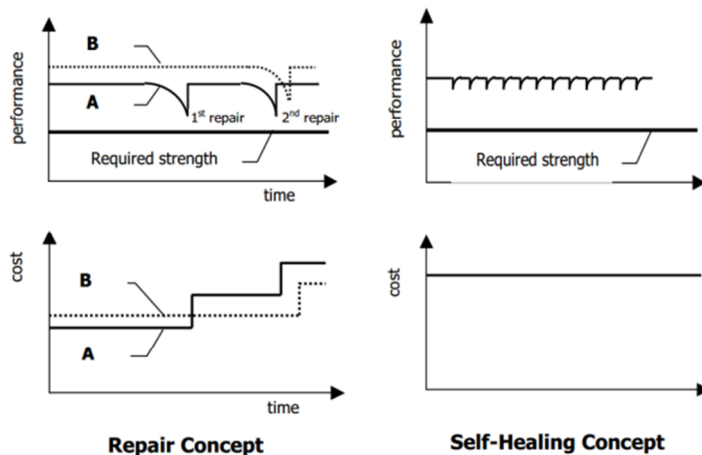
Ondanks dat beton scheurt, kan het bij kleine scheurwijdten zichzelf helen met de mechanismen uit Figuur 93. Het materiaal kan zo (een deel van) de doorsnede herstellen en weer trekspanningen ondergaan. De gescheurde stijfheid herstelt op deze manier richting de oorspronkelijke stijfheid.



Figuur 93 Mechanismen van zelfheling: a) vorming van calciumcarbonaat of calciumhydroxide, b) sedimentatie van deeltjes, c) voortgaande hydratatie en d) zwellend van het cement (1-Sangadji)

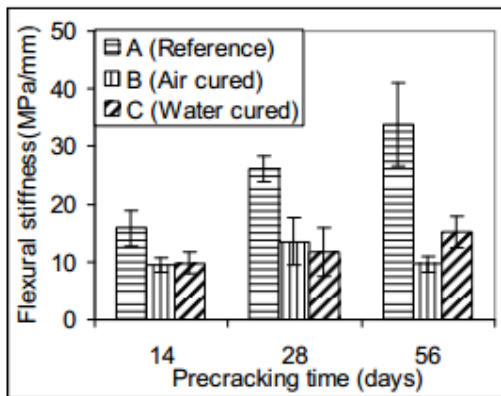
Met dit gegeven kan er strategisch gekozen worden om extra te investeren in de zelfhelende mechanismen (bijv. scheurwijdtebeperking, superabsorberende polymeren of calciumvormende bacteriën) zodat reparaties tijdens de levensduur onnodig zijn. Een ultieme keuze t.a.v. scheurwijdtebeperking is het toepassen van ECC. Door de fijne scheurverdeling met scheurwijdten van orde grootte  $60 \mu\text{m}$  zijn scheuren veel sneller en makkelijker te overbruggen.

Figuur 94 geeft dit concept goed weer.

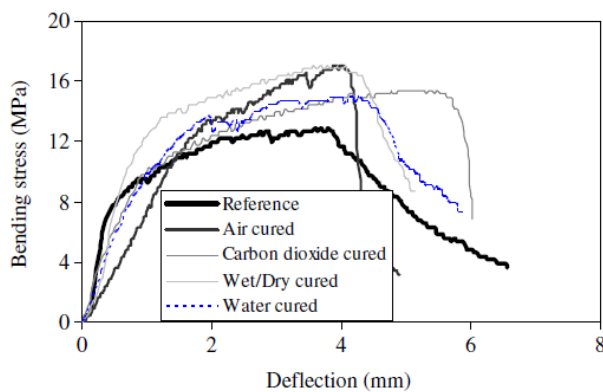


Figuur 94 Strategie van repareren tegenover het zelfhelend effect (Prof. dr. ir. K. van Breugel)

Het zelfhelend gedrag van ECC is onderzocht door Qian e.a. door proefstukken middels vierpuntsbuigopstellingen te beschadigen met scheuren (2-Qian). De proefstukken zijn onder twee omstandigheden nabehandeld na scheurvorming: 1) het helen in de lucht en 2) het helen in een waterbad. Gezien is dat de stijfheid na scheurvorming daalt en na helen de oorspronkelijke stijfheid deels terugkeert (zie Figuur 95). De buigcapaciteit (kromming) kan echter na beschadigen en helen stijgen (zie Figuur 96).



Figuur 95 Herstellen van de buigstijfheid van ECC na voorbeschadigen en helen (2-Qian)



Figuur 96 Relatie tussen equivalente buigspanning en doorbuiging van herstellende proefstukken met verschillende nabehandelingen (2-Qian)

Er is weinig literatuur over het effect van dynamische belastingen (wisselbelastingen) op zelfheling van beton. Wel loopt er een onderzoek aan de Technische Universiteit Delft van Jung Kim onder begeleiding van Professor Erik Schlangen over de zelfheling onder cyclische buigbelastingen, echter zijn er nog geen resultaten bekend. Akakin deed onderzoek naar zelfheling onder cyclische druk (3-Akakin). Zijn onderzoek toont aan dat er zelfheling plaatsvindt, zelfs bij cyclisch belasten.

## 8 Cyclisch gedrag van beton (low-cycle fatigue)

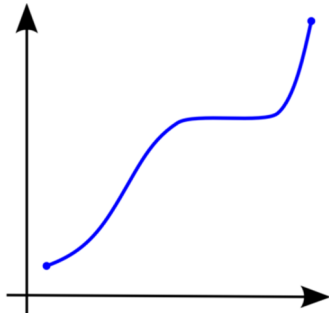
### 8.1 Terminologie

**Referentie:**

- **Fish, A. M., Creep and Failure of Ice under Monotonic Loading. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> (1993) International Offshore and Polar Engineering Conference, Blz. 613**

De tegenhanger van cyclisch gedrag is monotoon gedrag. Vooruitlopend op het cyclisch gedrag wordt allereerst gekeken naar de definitie.

Onderzoekers interpreteren de term monotoon op verschillende manieren. Sommigen spreken van monotone belasting als een constructief element wordt belast met een constante toename van opgelegde krachten:  $\sigma(t) = \dot{\sigma} \cdot t$ , waarbij  $\dot{\sigma}$  uiteraard constant is (Fish). Echter, als men kijkt naar de wiskundige betekenis van monotoon in een wiskundige functie, dan spreekt men over een functie die de orde bewaart (zie Figuur 97). Kortom, als  $x$  toeneemt, dan zal  $f(x)$  stijgen. Dit geldt ook voor het omgekeerde. Het maakt in dit geval niet uit met welke snelheid de functie toeneemt. In de (beton)literatuur spreekt men vaak over: enkel en alleen toename van opgelegde vervorming. Oftewel,  $\dot{\epsilon}(t) > 0$ .



Figuur 97 Monotoon toenemende functie

### 8.2 Cyclisch gedrag van beton

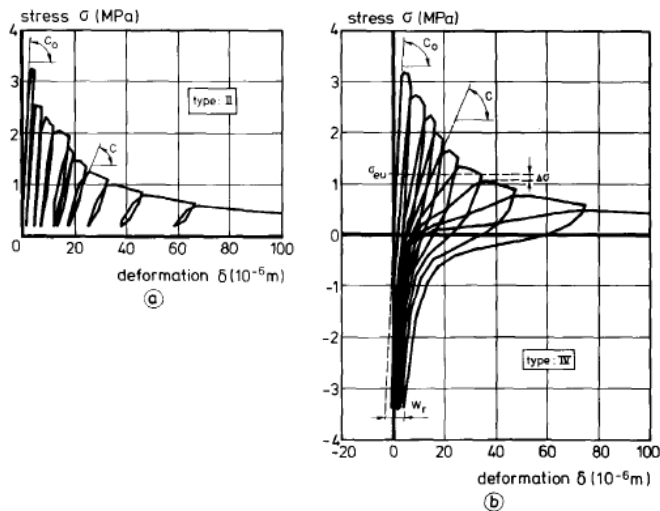
**Referentie:**

1. **Aslani, F. en Jowkarmeimandi, R., Stress-strain model for concrete under cyclic loading, Faculty of Engineering and Information Sciences, University of Wollongong, 2012.**
2. **Hordijk, D., Local approach to fatigue of concrete, PhD-thesis, Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, the Netherlands, 1991.**

Een van de eerste experimentele onderzoeken die het cyclisch gedrag van ongewapend beton onder de loep namen was die van Sinha in 1964. Al gauw werd bekend dat er een relatie bestond tussen de monotone spanning-rek diagrammen en de cyclische. In 1969 werd bekend uit het onderzoek van Karsan en Jirsa dat het cyclisch gedrag afhankelijk is van de spanningshistorie. N.a.v. het onderzoek werd het concept van blijvende vervorming als gevolg van cyclisch



belasten geïntroduceerd. Later, in 2006, werd door Dabbagh geconcludeerd dat de primaire parameter, die de vorm van het cyclische spanning-tek diagram beïnvloedt, de blijvende rek moest zijn. Enkele resultaten van cyclische trekproeven met verschillende belastinghistoriën zijn weergegeven in Figuur 98.



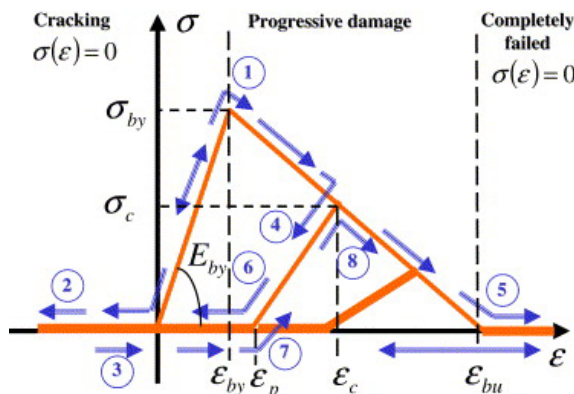
Figuur 98 a) Cyclisch trekgedrag van ongewapend beton en b) cyclisch trek-druk gedrag van ongewapend beton (2-Hordijk)

### 8.3 Modellen voor het cyclisch trek-druk gedrag van beton

**Referentie:**

- Mertens, S., Hysteresis, damage and moisture effects in quasi-brittle porous materials. Proefschrift KU Leuven, mei 2009. p. 35-48

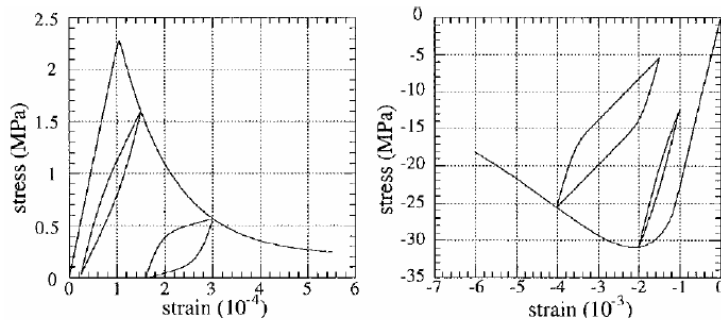
Een eenvoudig model om het cyclisch gedrag van beton mee te nemen is een schademodel. Een dergelijk model heeft als doel de aantasting van het beton t.g.v. (micro)scheurvorming terug te laten komen in de constitutieve relaties. Bij het ontlasten van beton in zowel druk als trek is waargenomen dat een stijfheidsafname plaatsvindt en een restverplaatsing overblijft bij volledig ontlasten. Een schademodel is in staat een dergelijk gedrag te modelleren met een schadeparameter  $D$  die de afname van de E-modulus representeert bij ontlasten (zie bijv. Figuur 99).



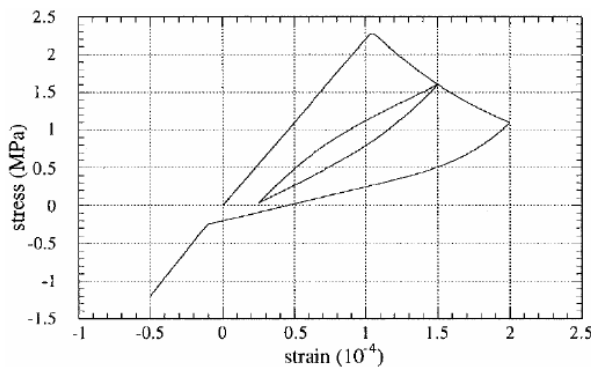
Figuur 99 Schademodel voor beton

In de literatuur bestaan verschillende semi-empirische modellen die het cyclisch uniaxiaal gedrag meenemen. Het eerder beschreven schademodel met schadeparameter  $D$  (Figuur 99) is niet in staat hysteresis bij belasten en ontlasten (een cyclus) te beschrijven. Hieronder zijn enkele modellen beschreven die dit wel meenemen.

Regueneau heeft een model ontwikkeld waar stijfheidsreductie is gemodelleerd met het eerder beschreven schademodel (zie Figuur 100 en Figuur 101). De blijvende verplaatsing en hysteresis zijn gemodelleerd met een plasticiteitsmodel. De breedte van de loop stijgt als functie van de beschadiging (restrek). Regueneau's model bevat ook het trek-druk gedrag van beton.

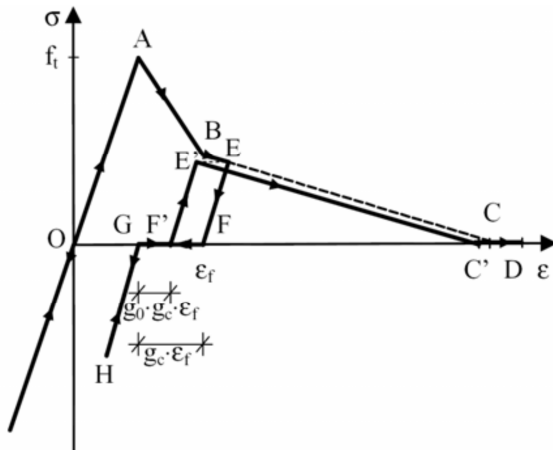


Figuur 100 a) Het cyclisch trek- en b) drukgedrag volgens het model van Regueneau, et al.



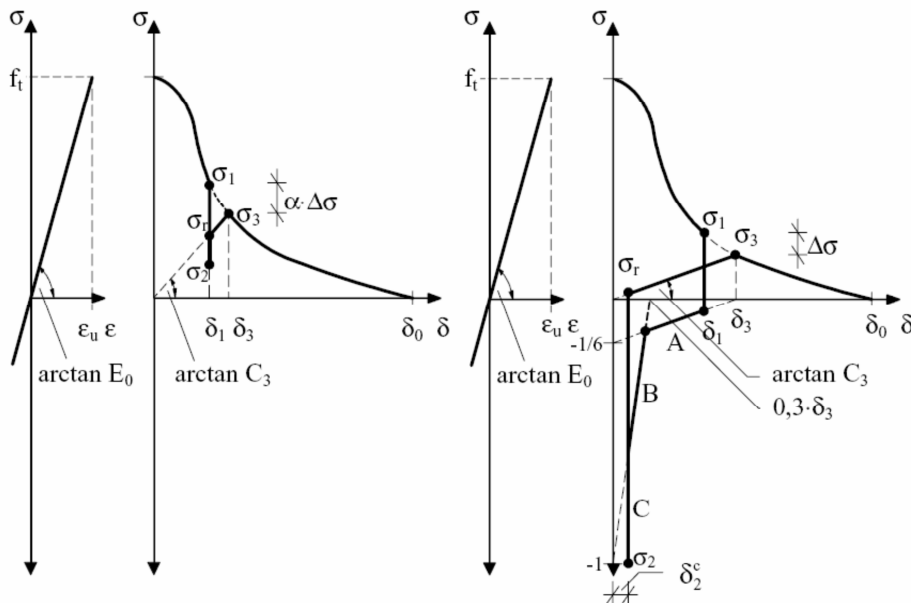
Figuur 101 Het trek-druk gedrag volgens het model van Regueneau, et al.

Gylltoft ontwikkelde een constitutief model voor hysteresis in trek (zie Figuur 102). Het model bevat geen stijfheidsreductie. Na ontlasten blijft een restrek (of verplaatsing) achter. Bij verder ontlasten (van rek/verplaatsing) wordt enige tijd geen druk- of trekkracht waargenomen, waarna vroegtijdig (bij  $\varepsilon > 0$ ) een drukkracht wordt geïntroduceerd. Bij opnieuw belasten wordt bij een kleinere restrek een trekspanning geïntroduceerd waarna het bij het bereiken van de omhullende monotone trekspanning-verplaatsing diagram de relatie hierin overloopt.



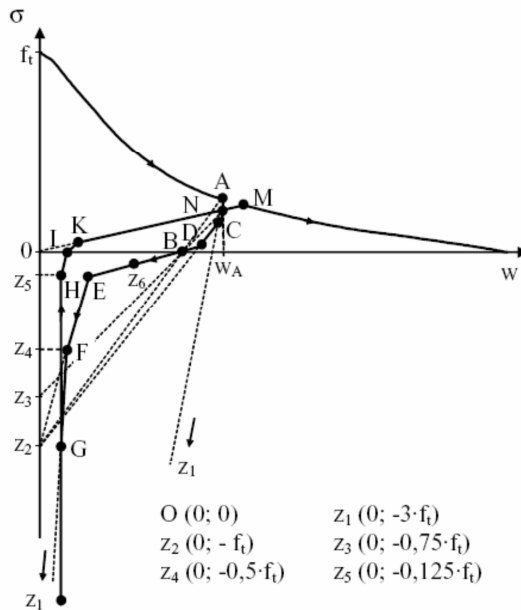
Figuur 102 Het cyclisch trekgedrag volgens het model van Gylltoft

Het model door Reinhardt e.a. gaat uit van het fictitious crack model van Hillerborg e.a. met een herstelbaar en onherstelbaar deel van de verplaatsing in het spanning-verplaatsing diagram. Bij ontlasten wordt de scheurwijdte constant aangenomen waarna de spanning overgaat in een drukspanning. Bij het opnieuw herladen blijft de spanning opnieuw constant totdat de drukspanning overgaat in een trekspanning. Vanaf dat punt werkt er een trekspanning en is de stijfheid laag.



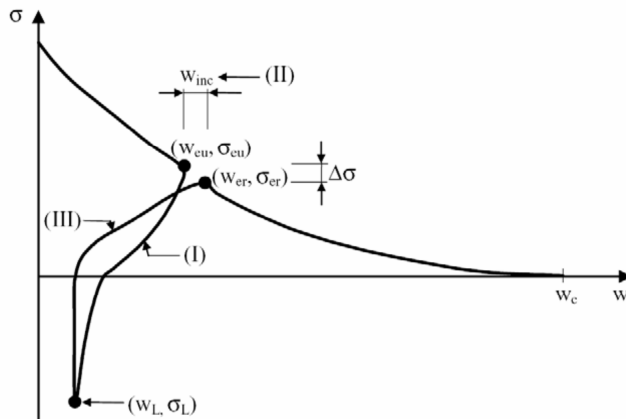
Figuur 103 Model ontwikkeld door Reinhardt, e.a.

Yankelevsky en Reinhardt ontwikkelden een brandpunt model (focal-point-model). De hysterecycli zijn beschreven met 7 brandpunten (zie



Figuur 104 Brandpuntmodel van Yankelevsky en Reinhardt

Hordijk beschreef het cyclische softening deel van het spanning-scheurwijdte diagram met het continuous-function-model (CFM), welke bestaat uit vier onafhankelijke mathematische functies (zie Figuur 105). De model parameters in het CFM dienen experimenteel bepaald te worden.



Figuur 105 Het Continuous Function Model (CFM), Hordijk

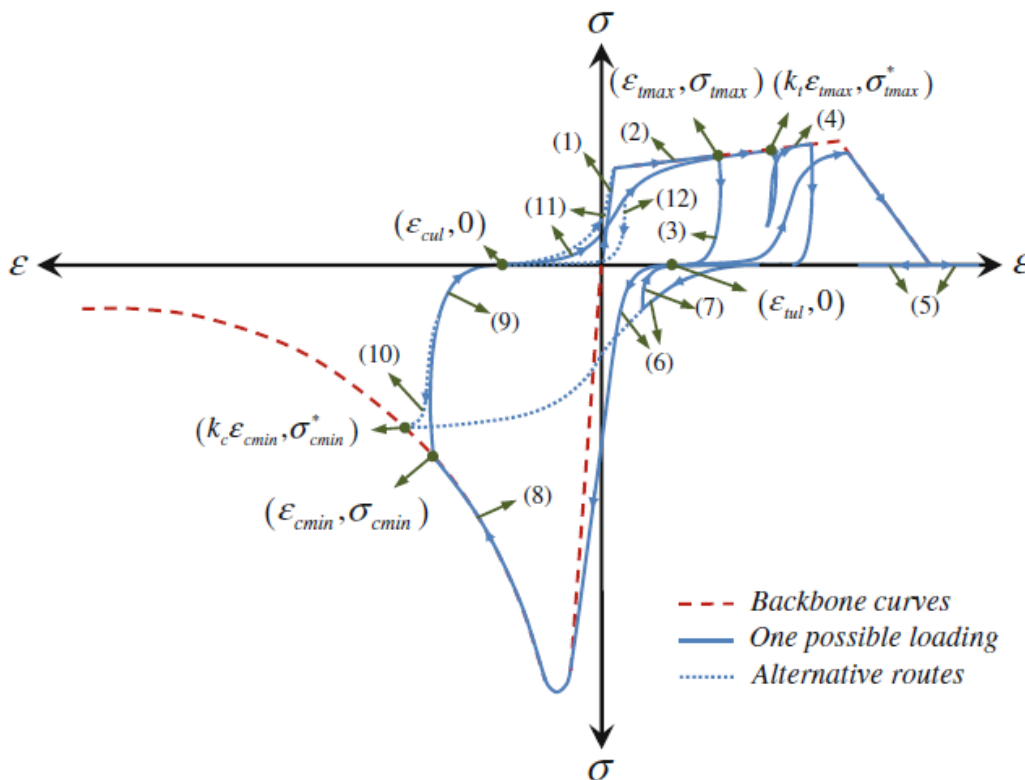
## 8.4 Constitutief model voor ECC

### Referentie:

1. Han, T., Peter H. Feenstra en Sarah L. Billington, Simulation of Highly Ductile Fiber-Reinforced Cement-Based Composite Components Under Cyclic Loading. ACI Structural Journal 100-S77

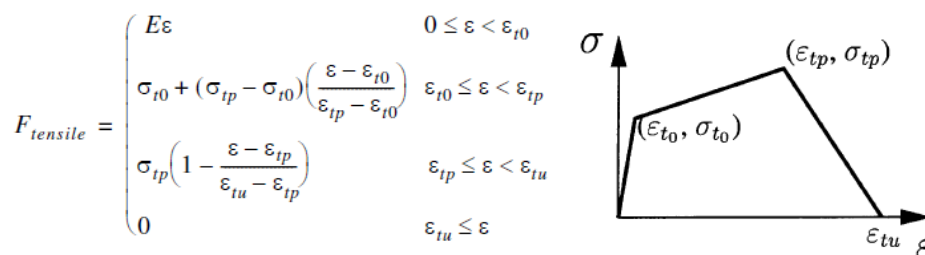
2. Kesner, K. E., and Billington, S. L., Investigation of Ductile Cement Based Composites for Seismic Strengthening and Retrofit, Proceedings of the Fourth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, 2001.
3. Gençturk, B. en Amr S. Elnashai, Numerical modeling and analysis of ECC structures. Materials and Structures 46-2013, Blz. 663-682

Han e.a. (1-Han e.a.) hebben op basis van experimenteel data van Kesner e.a. (2-Kesner e.a.) een materiaalmodel voor het cyclisch gedrag van ECC opgesteld (zie Figuur 106). Het model bevat zowel het cyclisch gedrag in trek, druk als trek-druk en is gebaseerd op de omhullende monotone spanning-tek relaties.



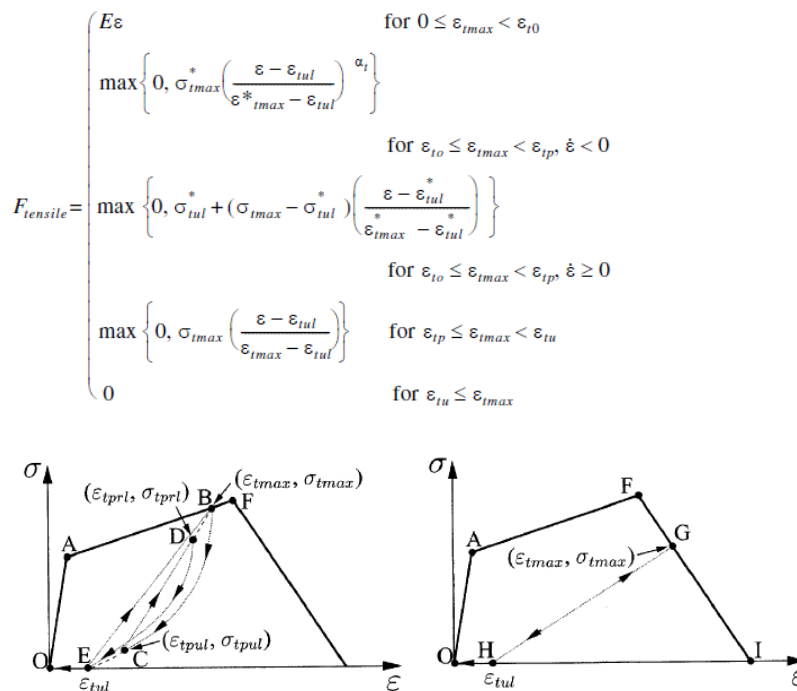
Figuur 106 Alle mogelijke trajectoriën en bijbehorende omhullende lijnen binnen het spanning-tek diagram van ECC, ontwikkeld door Han e.a. en toegepast door Gençturk (3-Gençturk)

Hieronder is de omhullende trekspanning-tek relatie weergegeven (zie Figuur 107):



Figuur 107 Trekspanning-tek diagram volgens Han e.a. (1-Han)

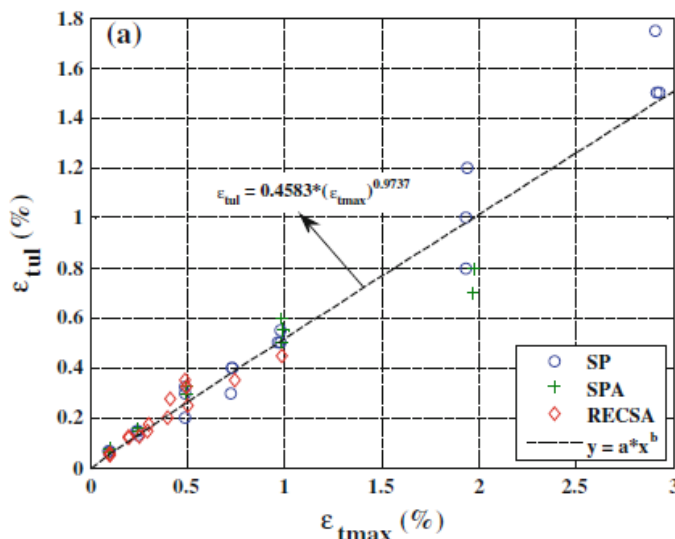
De bijbehorende cyclische relatie is hieronder weergegeven (zie Figuur 108):



Figuur 108 Cyclisch constitutief model van Han e.a. (1-Han)

Duidelijk te zien is dat de loading- unloading curven afhankelijk zijn van zowel de omhullende monotone trekspanning-rek relatie (Figuur 107) als de maximale rek die het element ooit bereikt heeft ( $\varepsilon_{tmax}$ ). Bij volledig ontlasten ( $\sigma = 0$ ), blijft een restrek over. Gençturk heeft o.b.v. een regressieanalyse de relatie tussen de plastische rek en de maximale rek proberen te herleiden (Figuur 109) (3-Gençturk):

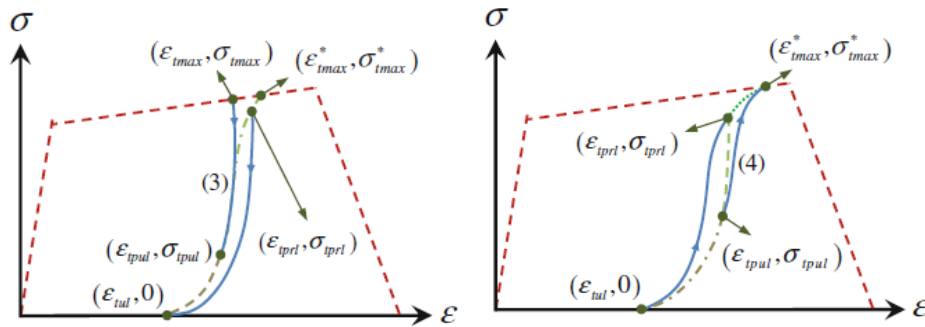
$$\varepsilon_{tul} = 0.4583 \cdot (\varepsilon_{tmax})^{0.9737}$$



Figuur 109 Regressieanalyse (3-Gençturk)

Het hysteresis gedrag komt ook terug in het constitutief model (zie Figuur 110). De unloading trajectoriën starten vanaf de omhullende lijn vanaf  $\varepsilon_{tmax}$  en eindigen bij  $\varepsilon_{tul}$  en worden uitgedrukt met een machtsfunctie (Figuur 110a). Opgemerkt moet worden dat in (3-Gençturk) ook partial loading/unloading in

beschouwing wordt genomen. De reloading trajectoriën zijn beschreven met 3<sup>e</sup>-orde machtsfuncties (Figuur 110b).



Figuur 110 a) Unloading en b) loading trajectoriën binnen het trekspanning-rek diagram (3-Gençturk)

Het constitutief model is vergeleken met resultaten van trek-druk proeven en cyclisch (aardbeving) belaste constructies (met ECC knopen). Volgens Gençturk e.a. geeft het model realistische uitkomsten.

## 9 Herverdeling van momenten

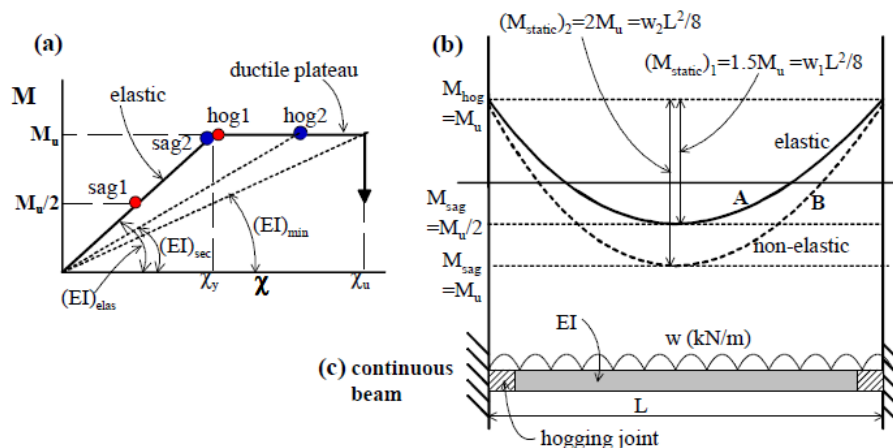
### Referenties:

1. Vrouwenfelder, A.C.W.M., *The plastic behaviour and the calculation of beams and frames subjected to bending*. Dictaat TU Delft 2003
2. Dictaat CT5125 TU Delft, *Steel Bridges deel III (Composite Bridges)*, Dr. A. Romeijn, oktober 2006
3. *Recommendations for Design and Construction of HPFRCC with Multiple Fine Cracks*, Japan Society of Civil Engineers. March, 2008.
4. Onbekend, *Theoretical studies on moment redistribution*

### 9.1 Principe herverdeling van momenten

Heroverdeling van momenten is een belangrijk en gunstig gedrag bij statisch onbepaalde constructies, daar het toestaat dat zones met grotere momenten (of spanningen) hun momenten overdragen aan de minder belaste gebieden wat economischer en efficiënter is. De statisch onbepaalde aard zorgt ervoor dat reactiekrachten (de statisch onbepaalde kracht) afhankelijk zijn van de vervormingen. De vervormingen zijn weer afhankelijk van de stijfheid. Indien (gewapend) beton gaat scheuren zal de buigstijfheid in de gescheurde doorsneden afnemen (raaklijn in het moment-kromming diagram).

Het meest eenvoudige voorbeeld is een dubbel ingeklemde ligger die is weergegeven in Figuur 111. Normaliter zou het veldmoment gelijk zijn aan  $\frac{1}{24}ql^2$ . Echter, zal deze veranderen (hoger worden) als de inklemmingsmomenten (maximaal moment) het niet-lineaire moment in het moment-kromming diagram bereiken (zie Figuur 111a). Aangezien er een gebied ontstaat waar vervormingen groter zijn en het in het symmetriepunt de rotatie weer gelijk moet zijn aan 0, zal het inklemmingsmoment lager zijn. Dit heeft als gevolg dat de gehele momentenlijn gunstiger wordt (zie Figuur 111b).



Figuur 111 Het principe van momentherverdeling (b) met het bijbehorende moment-kromming diagram (a) (4-Onbekend)



## 9.2 Momentherverdeling in normen en richtlijnen

De NEN-EN 1992-2 staat momentherverdeling toe. Hierbij wordt verondersteld dat een lineair-elastisch moment mag worden herverdeeld met een bepaalde hoeveelheid. Alleen controles in UGT mogen worden herverdeeld indien aangetoond kan worden dat de constructie voldoende rotatiecapaciteit heeft.

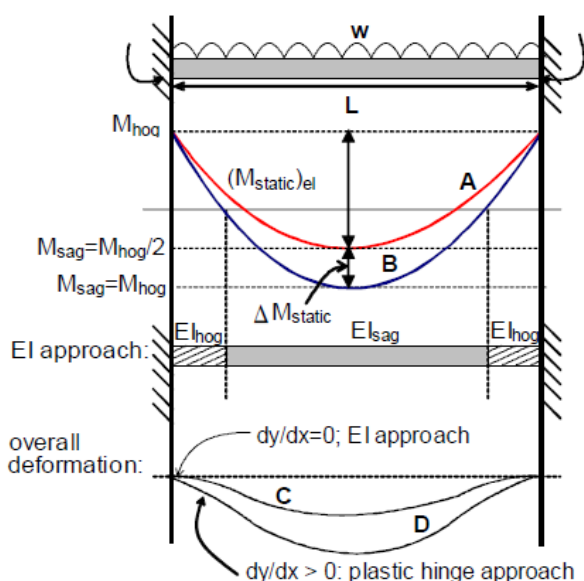
De Japanse richtlijn voor ECC staat herverdeling van momenten toe, mits deze met experimentele methoden geverifieerd is.

## 9.3 Plastisch scharnier

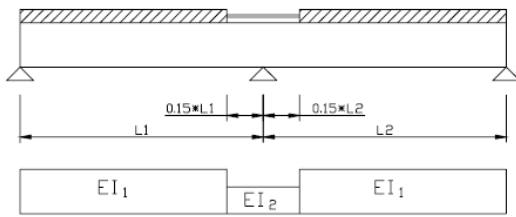
In de literatuur is een eenvoudige methode om de herverdeling van momenten te bepalen. Deze methode gaat uit van een klein gebied (lengte van de plastische scharnier) dat zich plastisch gedraagt die vereenvoudigd kan worden tot een scharnier met een elasto-plastisch moment-kromming diagram. De overige doorsnedes worden verondersteld zich lineair-elastisch te gedragen. In dat geval kan de positie waar het plastisch moment verwacht wordt, vervangen worden door een niet-elastisch scharnier. De rotatie in het scharnier kan verkregen worden door de kromming uit het niet-lineaire moment-kromming diagram te vermenigvuldigen (of integreren) met de lengte van het scharnier. Een moeilijkheid van deze methode is het bepalen van deze lengte.

## 9.4 EI-methode

Een andere methode in de literatuur is een methode waarbij de buigstijfheid wordt gemanipuleerd om een realistische momentverdeling te verkrijgen (zie Figuur 112). In tegenstelling tot de methode met het plastische scharnier, blijft in het geval van een inklemming de randvoorwaarde  $\varphi = 0$  gehandhaafd en treedt er geen rotatie op. In deze methode wordt de lineair-elastische buigstijfheid gereduceerd in een gebied waar het niet-lineaire deel van het moment-kromming diagram bereikt wordt (zie **Error! Reference source not found.**).



Figuur 112 Het principe van de EI-methode (4-Onbekend)



Figuur 113 Stijfheidsreductie als gevolg van scheurvorming in beton (2-Romeijn)

## 10 Hechting staal-beton

### 10.1 Ervaringen met dunne ongewapende betonoverlagen op asfaltverhardingen

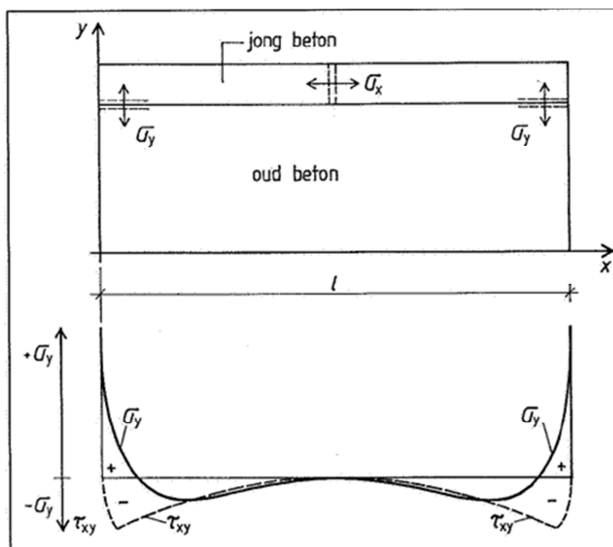
#### Referentie:

- Stet, M.J.A. en J.W. Frenay, **Dunne overlag[ing]en in beton. Cement 1998-12, Blz. 71-73.**

Om de rijkwaliteit, textuur en draagkracht van asfaltverhardingen te verbeteren zijn (in het verleden) (ultra-)dunne betonoverlagen toegepast op asfaltverhardingen.

Bij dunne overlagen hebben zich problemen voorgedaan bij de hechting. Kritische factoren die de hechting bepalen zijn voorbehandeling van het hechtvlak, betonsoort en omstandigheden tijdens de uitvoering.

Na aanleg treden opgelegde vervormingen op en werken er belastingen op de overlaging. De vaste stijve onderlaag verhindert hierbij de vrije vervorming van de overlaging. Hierdoor ontstaan schuifspanningen en trekspanningen in het hechtvlak (zie Figuur 114). Bij onthechting zal de verkeersbelasting scheuren veroorzaken, omdat plaatselijk de spanningen de treksterkte bereiken.



Figuur 114 Optredende schuif- en trekspanningen aan de uiteinden van een krimpende overlaging (Stet)

Uit ervaring is gebleken dat er oplossingen zijn voor de onthechting en scheurvorming:

1. Door zaagsneden toe te passen tijdens het verharden kunnen de buigspanningen (delaminatie) beperkt blijven en kan scheurvorming gereguleerd worden (Figuur 115).
2. Het verkleinen van voegafstanden
3. Krimpvrije cement toepassen
4. Niet storten tijdens extreem warm weer

5. Gelijmatige korrelverdeling toepassen voor het toeslagmateriaal
6. Isoleren tegen temperatuursveranderingen
7. Nabehandeling
8. Dikkere overlaging toepassen



Figuur 115 Aanbrengen van zaagsneden (Stet)



Figuur 116 Curing van betonoverlaging (Stet)

## 10.2 Schuifvaste verbindingen tussen beton en staal

### Referentie:

- **Dictaat CT5125 TU Delft, Steel Bridges deel III, Dr. A. Romeijn, oktober 2006**

Er zijn veel manieren om schuifkrachten over te dragen bij beton-staal constructies zoals: deuvels, hechting, blokverbindingen, hoekverbindingen, etc. De deuvelverbinding wordt het meest gebruikt.

Bij deuvelverbindingen moeten vermoeiing, statische sterkte en kosten worden beschouwd. Deuvels zijn arbeidsintensief en worden door lassen aangebracht. De interne krachtsverdeling in de BGT wordt beïnvloed door de stijfheid van de deuvels en de hechting tussen het beton en staal. In de UGT kent een deuvelverbinding twee faalmechanismen: afschuiven van de deuvel en verbrijzelen van het beton. Bij stijve deuvelverbindingen zal er lokaal

spanningsconcentratie optreden wat maatgevend is of kan zijn t.a.v. de vermoeiingssterkte.

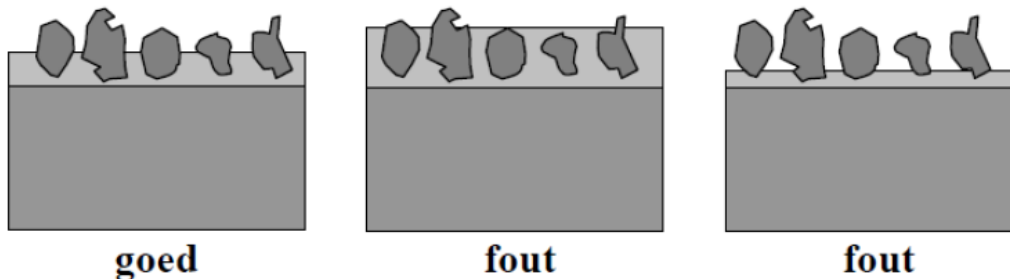
### 10.3 Epoxy-bauxiet hechtlaag

#### *Referenties:*

1. Braam, C.R., N. Kaptijn & P. Buitelaar, **Hogesterktebeton als brugdekoverlaging. Cement 2003 nr. 1.**
2. Eurogrit, 2013

Bij de ontwikkeling van de HSB overlaging is uitgegaan van een met gecalcineerd bauxiet ingestrooide epoxy hechtlaag. Deze wordt i.c.m. de HSB overlaging tot op heden met succes toegepast in Nederland bij de versterking van stalen bruggen.

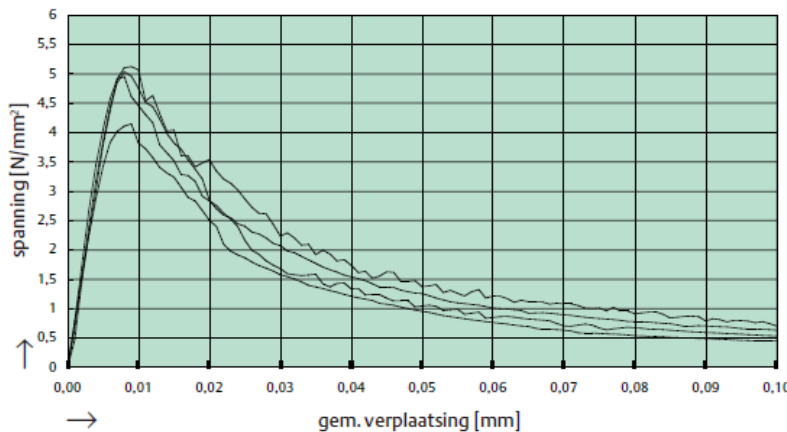
Om de hechtlaag te realiseren wordt allereerst de voorbehandelde dekplaat van de stalen brug ingesmeerd met een laag epoxy (3 mm) waarvan de dikte (t.o.v. de bauxietkorrels) van belang is (zie Figuur 117). Deze laag wordt vervolgens ingestrooid met gecalcineerde bauxietkorrels (3-6 mm). Dit zijn voorbehandelde (tot hoge temperaturen) bauxietkorrels die primair bestaan uit aluminiumoxide en mulliet. De korrels zijn hard en taai.



Figuur 117 Juiste epoxy/bauxietkorrel dikteverhouding

Om de (essentiële) samenwerking tussen het HSB en de staalplaat te verifiëren is de hechtlaag met meerdere keren beproefd met verschillende opstellingen (Braam e.a.). Hierbij zijn Braam e.a. uitgegaan van een epoxylaag met 3-6 mm bauxiet.

Bij de trekproeven trad bezwijking op door scheurvorming op de grenslaag bauxiet-beton. Er werd een gemiddelde aanhechtsterkte gemeten van 4,81 MPa (stand. afw. 0,45 MPa) (zie Figuur 118). De variatie werd sterk beïnvloed door het aanwezig zijn van luchtinsluitingen.



Figuur 118 Relatie tussen de trekkracht en verplaatsing voor de trekproefstukken (Braam e.a.)

De schuifspanning is bepaald middels buigproeven. Deze gaf een gemiddelde schuifsterkte (in de hechtlaag) van 12,5 MPa. Uit zowel statische als dynamische proeven bij het Hechtingsinstituut en TNO zijn geen vermoeiings- of onthechtingsverschijnselen geconstateerd.<sup>9</sup>

Er zijn door Braam e.a. ook proeven gedaan met een ander instrooi materiaal (Noors graniet). Echter, gebleken is dat deze minder gunstige resultaten gaf t.a.v. hechting.

## 10.4 Model voor hechting tussen (vezel)beton en staalplaat

### Referenties:

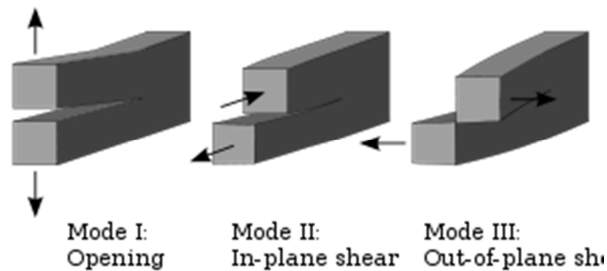
- **Walter, R., Cement-Based Overlay for Orthotropic Steel Bridge Decks. Dissertatie, Technical University of Denmark, 2005**

Walter heeft in zijn proefschrift overlagingen van vezelbeton, ECC en traditioneel beton onderzocht. Het accent ligt hierbij op het modelleren van de onthechting tussen de overlaging-staal (als gevolg van negatieve momenten, zie Figuur 122), daar dit essentieel is voor de effectiviteit van de overlaging. De studies uit het verleden die betrekking hebben op de hechting tussen staal en beton zijn hoofdzakelijk te onderscheiden in experimentele en numerieke studies. Een numeriek model dat in staat is om het gedrag van de interface te modelleren met

<sup>9</sup> *Dynamisch*: 4,2 miljoen maal 105 kN en 1,4 miljoen maal zowel 136,5 kN als 168 kN en 210 kN; *Statisch*: 400 kN.

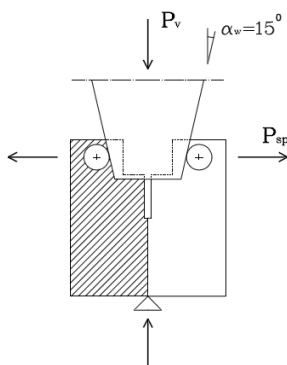
input vanuit experimenten is ontwikkeld door Walter. De numerieke modellen zijn uiteindelijk geverifieerd met proeven.

In de breukmechanica wordt onderscheid gemaakt in drie verschillende vormen waarbij scheuren kunnen groeien (zie Figuur 119): Mode I trekspanningen in het vlak van de scheur, Mode II schuifspanningen parallel met het vlak van de scheur en loodrecht op de scheur en Mode III schuifspanningen parallel met het vlak van de scheur en parallel op de scheur. In (1-Walter) is een gecombineerde invloed van mode I en mode II scheurvorming meegenomen om onthechting van een beton-, vezelbeton- en ECC overlaging op een staalplaat te modelleren.

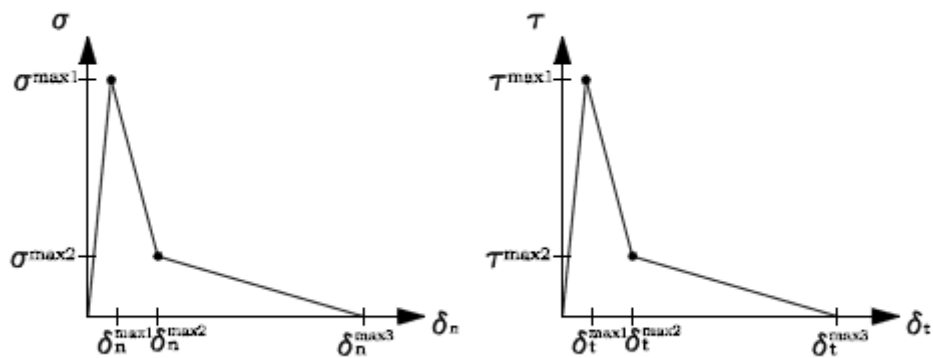


Figuur 119 Fracture modes

Om een spanning-scheurwijdte relatie te verkrijgen is allereerst het scheurproces onder invloed van Mode I spanningen beproefd middels de Wedge Splitting Test (zie Figuur 120). Dit is een opstelling waarbij een proefstuk (in dit geval een staalplaat gehecht aan de overlaging) wordt gesplitst door het proefstuk aan beide zijden te trekken op een steunpunt. Met een inverse methode kan uiteindelijk de spanning-scheurwijdte relatie worden verkregen voor gecombineerde modes I en II. Deze kunnen later gebruikt worden in interface elementen in de EEM berekeningen die de hechting modelleren middels de constitutieve eigenschappen van beide modes en hun constitutieve koppeling.

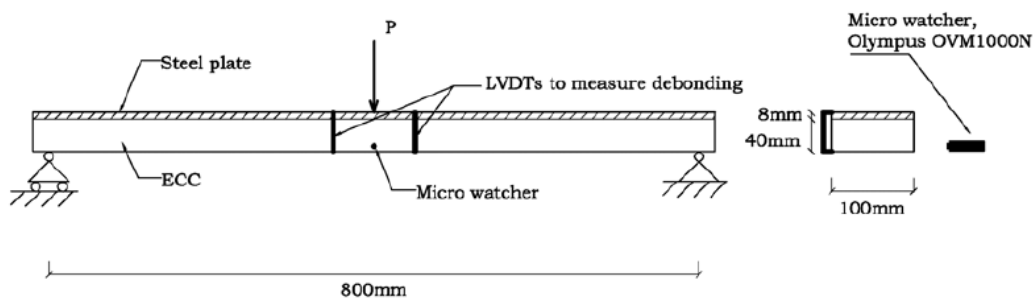


Figuur 120 Wedge splitting test (Walter)

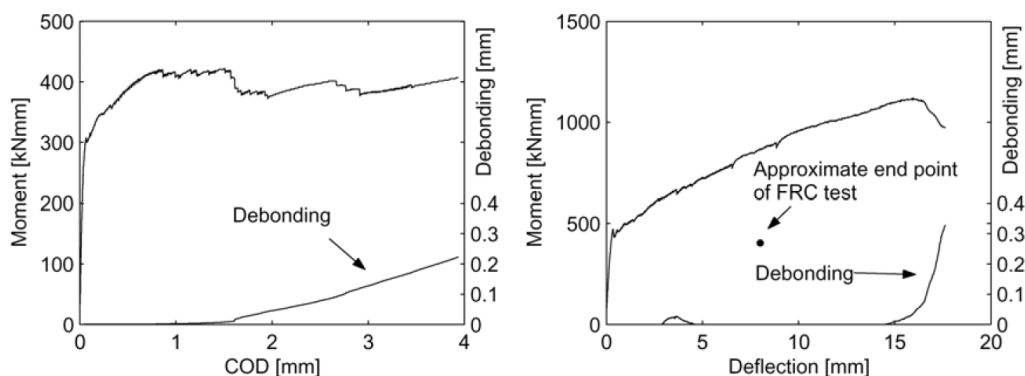


Figuur 121 Spanning-(scheur)verplaatsing diagrammen voor Mode I en II (Walter)

Het resultaat van het onderzoek is dat bij monotoon belasten, de overlagingen allen onthechten bij min of meer dezelfde scheurwijdte (crack-mouth opening displacement of Mode I scheuropening). Uiteraard is het meenemen van thermische belasting en krimp onmisbaar. Walter zag dat door de verdeelde scheurvorming bij ECC pas bij een veel grotere belasting onthechting plaatsvindt. Buiproeven met de composiete plaat bevestigden dit (zie Figuur 122). Bij beproeving van een 8 mm dikke staalplaat met een 40 mm dikke ECC overlaging bleek namelijk dat het staal begon te vloeien voor onthechting en het maximale moment (zie Figuur 123b). ECC bleek veel gunstiger te zijn t.a.v. hechting aan de stalen dekplaat dan de andere beproefde materialen (zie Figuur 124)

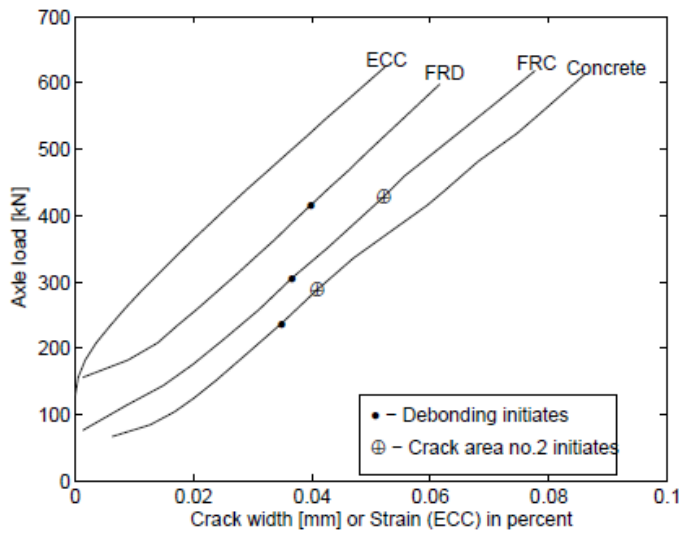


Figuur 122 Proefopstelling van de buigproef (Walter)

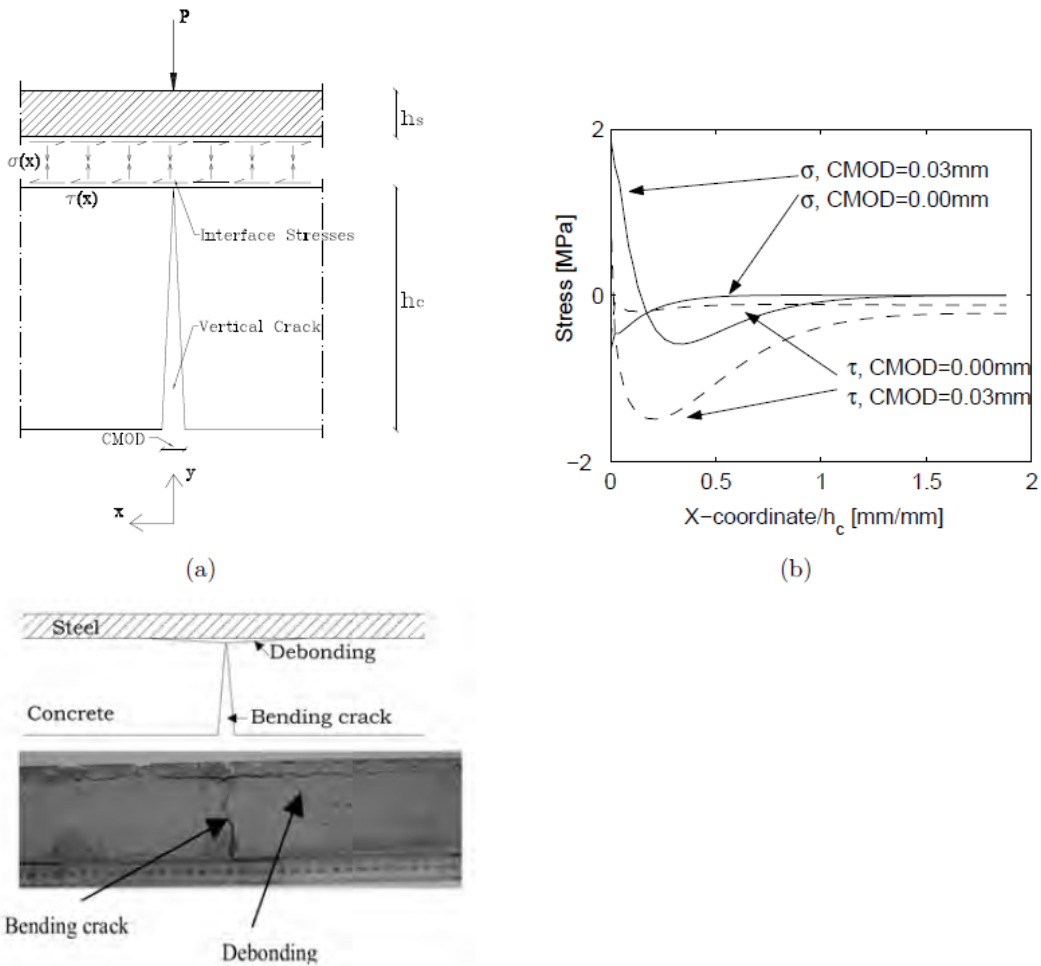


Figuur 123 Moment-scheurwijdte/doorbuigings diagram met het onthechtingsmoment voor a) VVB (strain softening) en b) ECC (Walter)





Figuur 124 Onthechtingsmoment voor verschillende overlagingen (Walter)



Figuur 125 Mechanisme van onthechting: scheurwijdte (crack-mouth opening displacement) (Walter)

In het onderzoek wordt gesproken over een statische schuifsterkte van  $3 \text{ N/mm}^2$  in het geval van een 50 mm dikke overlaging. Walter heeft ook vermoeingsproeven uitgevoerd op de schuifverbinding op reeds onthechte en onbeschadigde

proefstukken. Walter geeft aan dat bij een belasting van 65% van de schuifsterkte een vermoeiingslevensduur van meer dan  $10^7$  wisselingen wordt gemeten.

Walter geeft in zijn onderzoek aan dat het vermoeiingsgedrag van het ECC (niet de hechting, maar de overlaging) verder onderzocht moet worden, daar het verder uitgroeien van scheuren als gevolg van vermoeiing kan leiden tot onthechting. Daarnaast is alleen het monotoon gedrag in beschouwing genomen.

## 10.5 Overige aspecten m.b.t. hechting overlaging en staal

### *Referenties:*

- **Walter, R., Cement-Based Overlay for Orthotropic Steel Bridge Decks. Dissertatie, Technical University of Denmark, 2005**

In het proefschrift van Walter wordt aangeraden om zelfverdichtend beton toe te passen, omdat verdichting door trillingen ervoor kan zorgen dat een dunne waterlaag ontstaat tussen staalplaat en de overlaging die ongunstig is voor de hechting.

## 11 Trekproef

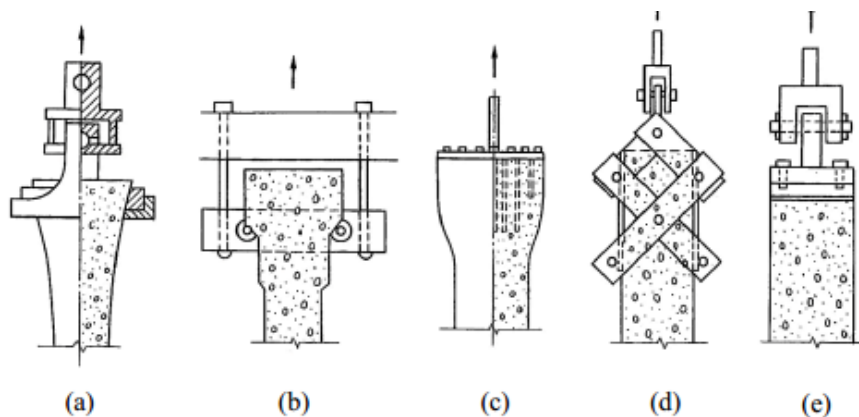
### Referenties:

- **Hordijk, D., Local approach to fatigue of concrete, PhD-thesis, Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, the Netherlands, 1991.**
- **Benson, S. D. P. en B. L. Karihaloo, CARDIFRC – Development and mechanical properties. Part III: Uniaxial tensile response and other mechanical properties. Magazine of Concrete Research 8-2005, Blz. 433-443**
- **Recommendations for Design and Construction of HPFRCC with Multiple Fine Cracks, Japan Society of Civil Engineers. March, 2008.**
- **Shionaga, R. en W. Pansuk. Experimental Report, TU Delft, Concrete Structures dep., 2006.**

Een trekproef is de meest directe wijze waarop de trekeigenschappen van een materiaal verkregen kunnen worden. Hieronder worden de aandachtspunten beschreven. Ook worden de eisen vanuit de Japanse richtlijn en testresultaten van trekproeven op ECC behandeld.

### 11.1 Spanningsconcentraties

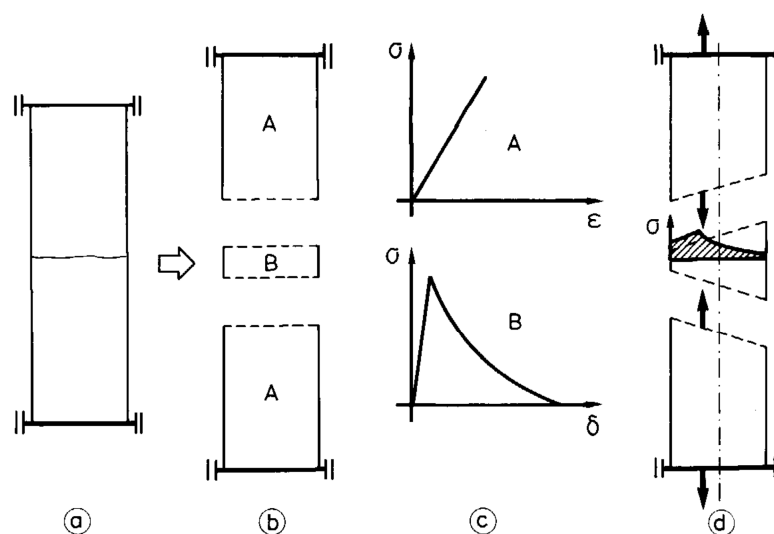
Er zijn verschillende manieren om de proefstukken te verbinden met de trekbank. In Figuur 126 zijn verschillende opstellingen weergegeven waarmee een proefstuk bevestigd kan worden aan de trekbank. Een geboute scharnierverbinding (Figuur 126d) of verankering met ankerbouten (Figuur 126c en e) veroorzaakt een spanningsconcentratie waardoor op de ongewenste doorsnede scheuren ontstaan. Om deze reden wordt vaak gekozen voor een lijmverbinding die uniform de trekkracht kan overbrengen in het proefstuk. Bij hogere treksterktes wordt een aanvullende lijmverbinding middels vier gelijkde platen aan de vier zijden aanbevolen. Het creëren van extra oppervlak door oppervlaktebehandeling of inzagen van een profiel is ook een mogelijkheid.



Figuur 126 Verschiede methoden om een proefstuk te bevestigen aan de trekbank, Kasai en Ikeda

## 11.2 Ongewenste momenten

Niet alleen het bevestigingsdetail heeft invloed op de trekproef. Ook de mechanische randvoorwaarden hebben effect op het spanningsbeeld in het proefstuk. Proefstukken kunnen scharnierend of ingeklemd bevestigd zijn (of beiden). Ingeklemd proefstukken verhinderen de uiteinden om te roteren. Bij plaatselijke scheurvorming van beton en softening, ontstaan excentriciteiten die door de rotatieverhindering leiden tot buigmomenten (secundaire momenten) (zie Figuur 127). Dit resulteert in een andere scheur aan de overige zijde. Bij scharnierende verbindingen kan het proefstuk roteren. Hierdoor ontstaan geen “herstellende” buigmomenten en groeien scheuren van de ene zijde naar de andere zijde. Ondanks dat de breukenergie conservatiever is voor scharnierend verbonden proefstukken, is de spreiding groter.



Figuur 127 Opsplitsing van a) een trekproef in b) twee lineair-elastische delen en een gescheurd deel met c) softening eigenschappen en hierdoor d) een excentrisch spanningsbeeld (1-Hordijk)

Een ander aandachtspunt is dat de platen recht moeten blijven tijdens de proef en de trekkracht centrisch moet aangrijpen.

## 11.3 Vorm proefstuk

### Referentie:

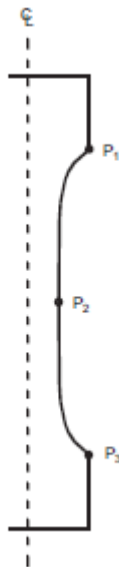
- Neuber H. Der zugbeanspruchte flachstab mit optimalem querschnittsübergang. *Forschung im Ingenieurwesen*, 1969, 35, No.1, 29–30.

De meeste proefstukken van beton voor centrische trekproeven zijn cilinders, prisma's en dog bone vormige proefstukken. Afhankelijk van het doel van de proef en het materiaalgedrag wordt er ook soms een inkeping aangebracht in het proefstuk om de scheurdoorsnede van tevoren te bepalen. In dat geval ontstaat er een scheurzone met een minimale afstand.

Een veelvoorkomend probleem bij prisma's en cilinders is dat bij een lijmverbinding tussen het proefstuk en de stalen platen van de trekbank een

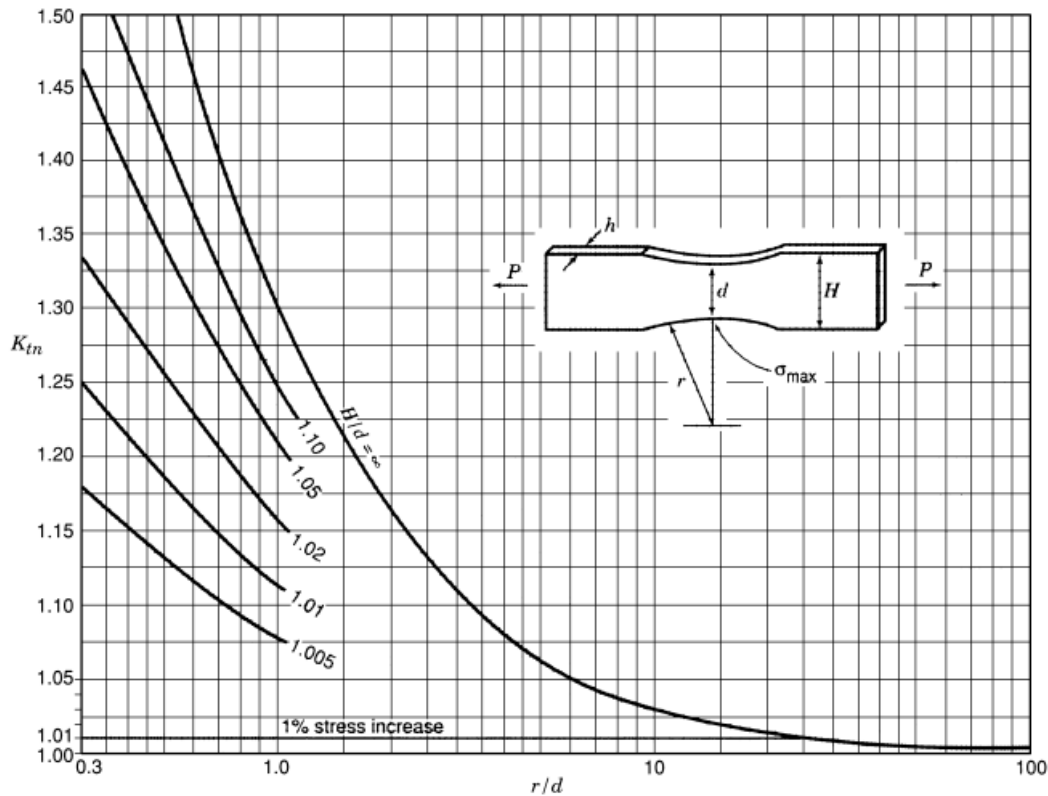
spanningsconcentratie optreedt. Dit komt door het verschil in de E-modulus en dwarscontractiecoëfficiënt van het proefstuk en staal. Dit kan ertoe leiden dat het proefstuk voortijdig faalt als gevolg van het falen van de hechtingslaag. Het aanbrengen van een inkeping kan een oplossing zijn in dat geval, mits dit gewenst is.

Dog bone proefstukken hebben het voordeel dat de einddoorsneden een groter dwarsoppervlak hebben dan de kritieke doorsnede. Hierdoor faalt en scheurt het proefstuk in de vernauwde doorsnede en zijn er geen problemen bij de hechting (tenminste bij normale sterkten van het proefstuk). Echter, ontstaan door de niet-uniforme geometrie ontstaan spanningsconcentraties ter plaatse van de gekromde delen. Neuber heeft de spanningsconcentratiefactoren voor verschillende proefstukken afgeleid. Zo ook voor een proefstuk met een groot gebied met constante trekspanning. Deze is weergegeven in Figuur 128. Met deze vorm is er een minimale spanningsconcentratie in het overgangsgebied. In Figuur 129 is de spanningsconcentratiefactor afgeleid als functie van de geometrie.



Figuur 128 Neuber's curve gebruikt om een trekproefstuk te ontwerpen met een grote zone met uniforme spanning (Neuber)

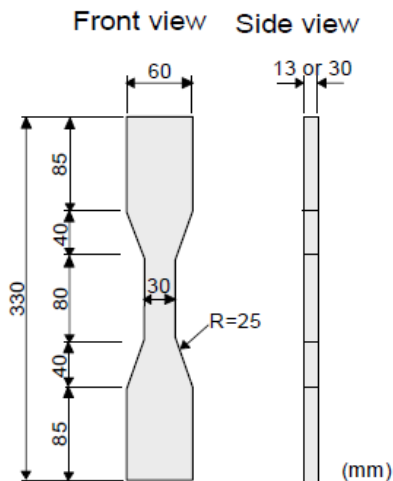
In (2-Benson) is toegelicht hoe de geometrie bepaald kan worden en is een verificatie uitgevoerd met een EEM berekening. Indien een lang constant dwarsoppervlak gewenst is, dan moet het overgangsgebied beperkt worden. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als de trekbank een beperking heeft voor de lengte van het proefstuk. In dat geval zal er een grote spanningsconcentratie plaatsvinden in het overgangsgebied en geen uniform spanningsbeeld aanwezig zijn. Dit kan ongewenst zijn als een proefstuk meerdere scheuren moet vertonen.



Figuur 129 Stressconcentratiefactor als functie van de geometrie (Neuber)

## 11.4 Trekproef voor HPFRCC

De Japanse richtlijn (JSCE) schrijft een trekproef voor om de karakteristieke waarden uit het trekspanning-rek ontwerpdiagram te bepalen. De wijze waarop proefstukken bereid moeten worden, wordt ook in de richtlijn beschreven.



Figuur 130 Geometrie proefstuk ECC volgens Japanse richtlijn (JSCE)

Aan de trekbank, het proefstuk en de beproeving worden enkele eisen gesteld:

- De afmetingen van het proefstuk dienen volgens Figuur 130 te zijn (met een bepaalde nauwkeurigheid)

- De precisie van het apparaat is 1  $\mu\text{m}$  of minder (meer precisie)
- De trekbank is verplaatsing gestuurd
- De eindplaten van de trekbank dienen verticaal te blijven
- Het proefstuk moet met een scharnier-inklemming configuratie bevestigd zijn aan de trekbank
- Bij het beproeven moet een snelheid van ca. 10  $\mu\text{m/s}$  aangehouden worden
- Er moeten op zijn minst 5 proefstukken beproefd worden (voor de karakteristieke waarden)
- De meetlengte van de trekproef correspondeert met de vernauwde zone (lengte 80 mm)

Het kracht-verplaatsing diagram kan vertaald worden naar een spanning-rek diagram:

- De vloeispanning wordt bepaald met:  $f_{tyi} = \frac{F_{ty}}{A_0}$ , waarbij  $F_{ty}$  de scheurkracht is en  $A_0$  de dwarsoppervlakte van de vernauwde doorsnede (30x13 of 30 mm).
- De treksterkte wordt bepaald met:  $f_{pshi} = \frac{F_{psh}}{A_0}$ , waarbij  $F_{psh}$  de maximale kracht is.
- De rekapaciteit (het punt waarop softening optreedt) wordt bepaald met:  $\varepsilon_{tui} = \frac{l_u - l_0}{l_0}$ , waarbij  $l_0$  de oorspronkelijke referentiemeetlengte is (80 mm) en  $l_u$  de lengte corresponderend met de maximale kracht  $F_{psh}$

## 11.5 Experimenteel onderzoek Pansuk en Shionaga

In 2006 zijn er in het Stevinlaboratorium aan de Technische Universiteit Delft proeven uitgevoerd op ECC proefstukken door Pansuk en Shionaga. De proefstukken zijn van PVA-ECC mortels met variërende vezellengtes en sterkteklassen gebaseerd op de standaardmengsels die zijn samengesteld door de ontwikkelaars van het materiaal aan de Universiteit van Michigan (Figuur 131). Tevens is als referentie een eerdere mengselsamenstelling van Dr. S. Grünwald gebruikt. Er zijn in totaal zes mengsels ontwikkeld met drie verschillende sterkteklassen (B35, B50 en B65) en twee verschillende vezelafmetingen. De verwerkbaarheid van alle mengsels is getoetst door de vloeimaat te meten (Figuur 132 en Figuur 133).

		Bending and compressive test		Direct tensile test
		7days	28days	28days
PVA fiber 6mm/26 $\mu\text{m}$	B35	3	3	3
	B50	3	3	3
	B65	3	3	3
PVA fiber 8mm/40 $\mu\text{m}$	B35	3	3	3
	B50	3	3	3
	B65	3	3	3
		36		18

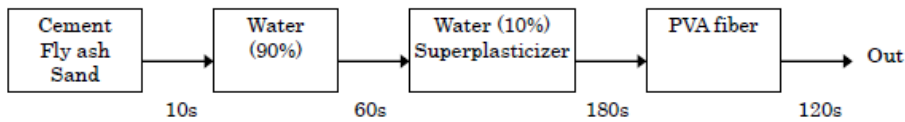
Figuur 131 Mengselsoorten (Shionaga e.a.)

	Test No.	Mortar flow (mm)	Note
Without fiber	B50	428	slightly segregated
PVA 6	B35	190	-
	B50	175	segregated
	B65	171	slightly segregated
PVA 8	B35	247	slightly segregated
	B50	258	-
	B65	226	segregated

Figuur 132 Vloeimaten mengsels (Shionaga e.a.)

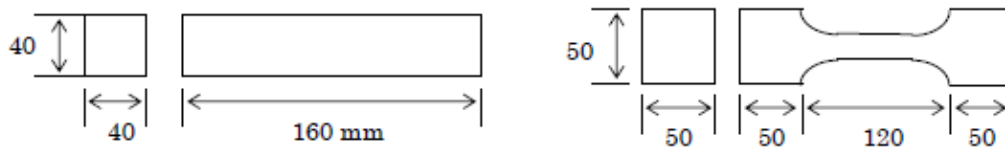
Material	B35	B50	B65
CEM I 52.5 R	404	526	627
Fly ash	752	663	545
Quartz sand [ $<0.16$ ]	338	351	363
Fine sand [ $0.125-0.25$ ]	122	117	173
Water	305	302	298
Glenium 51	34.9	33.9	30.0
PVA fiber [6/0.0026] [8/0.0040]	26	26	26
Wcf (CUR)	0.76	0.57	0.42
Cement + Fly ash	1156	1189	1172
Total sand	435	454	460

Figuur 133 Samenstelling mengsels (Shionaga e.a.)



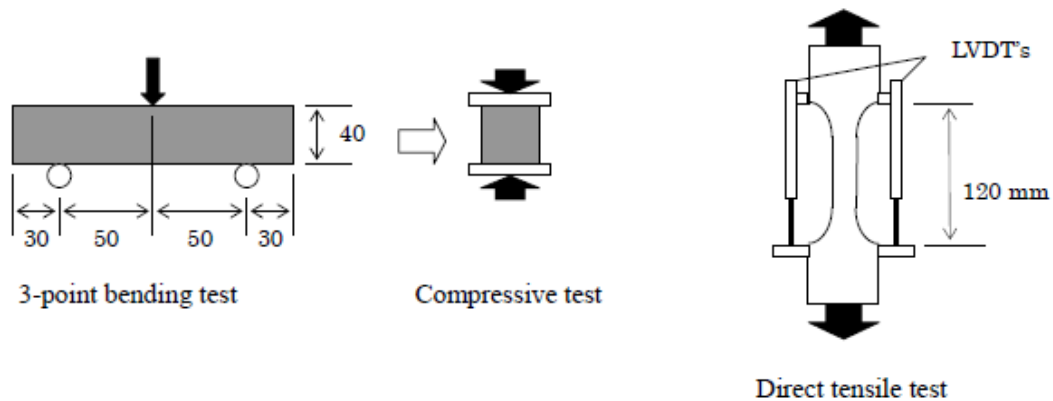
Figuur 134 Mixprocedure (Shionaga e.a.)

Shionaga en Pansuk hebben de druksterkte en buigsterkte beproefd met kubussen (100 mm) resp. prisma's (Figuur 135). De trekproeven zijn uitgevoerd met dog bone proefstukken. De afmetingen van de prisma's en dog bone proefstukken zijn in Figuur 135 weergegeven.



Figuur 135 Proefstukken voor driepunts buigproeven (links) en trekproeven (rechts) (Shionaga e.a.)





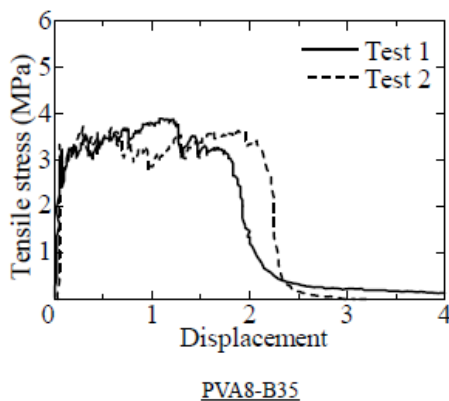
Figuur 136 Proefopstellingen voor buigproef (links), drukproef (midden) en trekproef (rechts) (Shionaga e.a.)

De driepuntsbuigproeven en drukproeven zijn kracht gestuurd uitgevoerd. De trekproeven zijn verplaatsing gestuurd uitgevoerd (Figuur 136). Voor het meten van de verplaatsing zijn twee LVDT's gebruikt met een meetlengte van 120 mm zoals hierboven is weergegeven. De bevestigingspunten zijn geplaatst in het niet-vernauwde (niet-gescheurde) gebied. Uiteindelijk is het gemiddelde van de verplaatsing van beide LVDT's gebruikt voor het spanning-verplaatsing diagram. Er zijn geen extra LVDT's geplaatst in het scheurgebied.

	Test No.	Flexural strength (MPa)		Compressive strength (MPa)	
		7 days	28 days	7 days	28 days
PVA 6	B35	-	16.4	-	60.6
	B50	23.0	23.3	53.1	56.8
	B65	-	16.7	-	57.3
PVA 8	B35	-	18.2	-	51.2
	B50	22.1	23.2	56.5	76.5
	B65	15.2	22.0	62.2	74.6

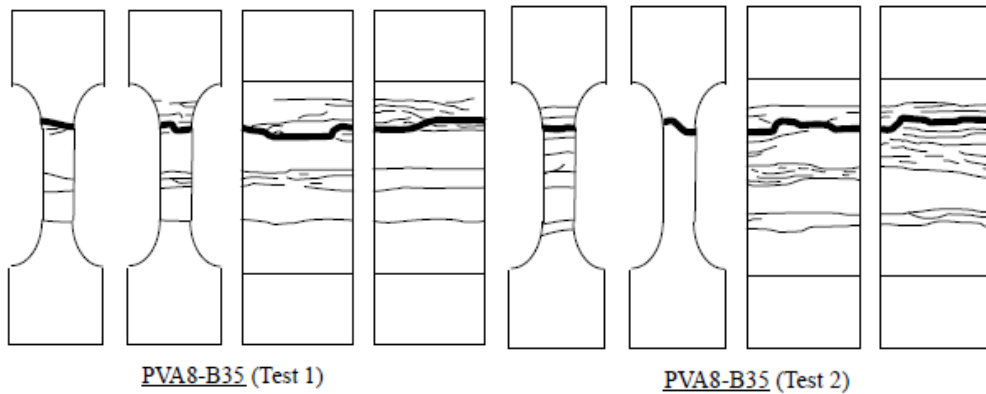
Figuur 137 Eigenschappen na 7/28 dagen verharden (Shionaga e.a.)

Uit de resultaten van de trekproeven zijn afhankelijk van de vezelafmetingen en het mengsel verschillende spanning-verplaatsing diagrammen verkregen (Figuur 137). De meeste ductiliteit wordt gevonden bij het PVA8-B35 mengsel (ruim 2% in strain-hardening zone) (Figuur 138).



Figuur 138 Resultaten trekproeven op PVA8-B35 mengsel (Shionaga e.a.)

Bij alle proefstukken zijn meerdere scheuren waargenomen totdat één scheur begon te verwijden en de proefstukken zijn gefaald (zie Figuur 139).



Figuur 139 Scheurpatroon PVA8-B35 mengsel (Shionaga e.a.)

Over de stortwijze, die invloed kan hebben op de vezeloriëntatie (en hiermee de nascheureigenschappen), wordt niets verteld in het experimenteel verslag.

## 12 Belastingen

Ten behoeve van de stijfheidsreductie van een ECC overlaging, is het belangrijk dat de mogelijk initieel gescheurde staat conservatief wordt bepaald middels een belastingmodel dat de grootste belastinghistorie representeert. Om deze reden worden hieronder belastingmodel 1 uit NEN-EN 1991-2+C1:2011 en de thermische belasting uit NEN-EN 1991-1-5+C1:2011 beschreven.

### 12.1 Belastingmodel 1

#### Referentie:

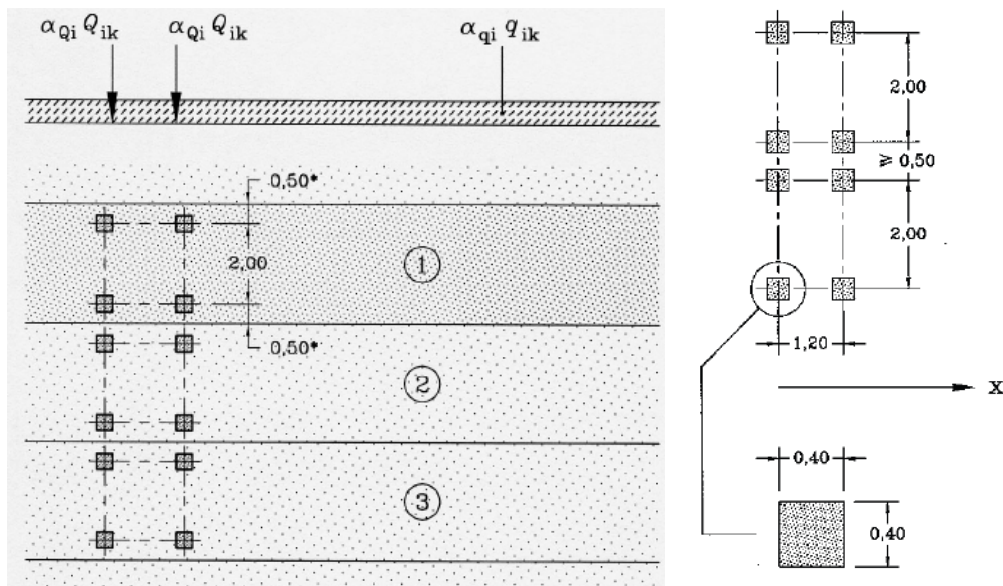
- NEN-EN 1991-2+C1:2011

Belastingmodel 1 bestaat uit twee deelsystemen: a) een dubbele aslast (tandemstelsel) en b) een gelijkmatig verdeelde belasting.

De aslasten moeten worden toegepast op een contactoppervlak met zijden van 0,4 m. Iedere as van het tandemstelsel behoort met twee identieke wielen in rekening te zijn gebracht, de wielbelasting wordt daarmee gelijk aan:  $0,5\alpha_Q Q_k$  waarin  $\alpha_Q$  de correctiefactor representeert die is vastgelegd in de nationale bijlage. Deze kan per land en project verschillen. De aslasten zijn weergegeven in Figuur 140.

Positie	Tandemstelsel $TS$	Gelijkmatig verdeelde belasting (GVB)
	Aslast $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (of $q_{tk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Rijstrook nummer 1	300	9
Rijstrook nummer 2	200	2,5
Rijstrook nummer 3	100	2,5
Overige rijstroken	0	2,5
Resterende oppervlakte ( $q_{tk}$ )	0	2,5

Figuur 140 Karakteristieke waarden belastingmodel 1 (NEN-EN 1991-2+C1:2011 tabel 4.2)



Figuur 141 Principe belastingmodel 1 (NEN-EN 1991-2+C1:2011)

- (1) rijstrook nummer 1 :  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
  - (2) rijstrook nummer 2 :  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
  - (3) rijstrook nummer 3 :  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- tussenafstand assen in tandemstelsel = 1,2 m

Voor lokale toetsingen behoort een tandemstelsel op de meest ongunstige positie te zijn toegepast. Daar waar twee tandemstelsels op naast elkaar gelegen theoretische rijstroken in rekening zijn gebracht, mogen deze dicht bij elkaar zijn gepositioneerd, met een afstand tussen de aslijnen van de wielen van niet kleiner dan 0,50 m.

## 12.2 Thermische belasting

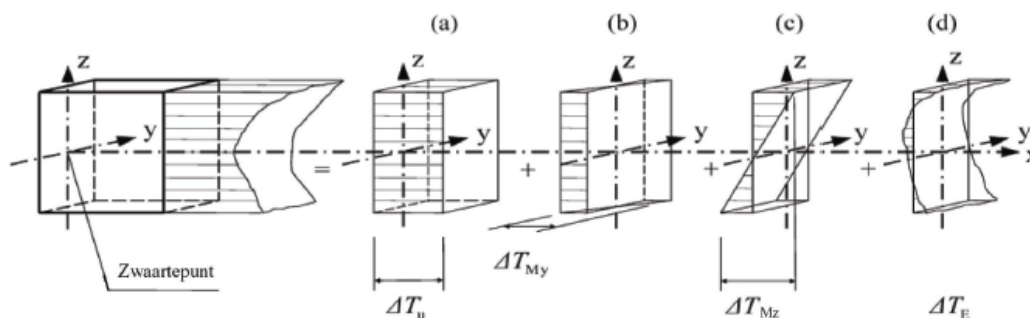
### Referentie:

1. NEN-EN 1991-1-5+C1:2011
2. Recommendations for Design and Construction of HPFRCC with Multiple Fine Cracks, Japan Society of Civil Engineers (JSCE).

Ontwerpregels voor thermische belasting zijn opgenomen in NEN-EN 1991-1-5+C1:2011. De Japanse richtlijn voor ECC (2-JSCE) heeft geen aanvullende richtlijn voor temperatuurbelastingen. Wel wordt opgemerkt dat reductie van de stijfheid als gevolg van scheurvorming, meegenomen moet worden. Thermische belastingen ontstaan door de variatie van temperatuurvelden binnen een bepaald tijdsinterval. Dit kan zowel door dagelijkse als seizoensgebonden variaties in de luchttemperatuur in de schaduw, zonnestraling, terugkaatsing van de straling, etc.

De temperatuurverdeling binnen een afzonderlijk constructief element mag zijn gesplitst in de volgende vier essentiële samenstellende componenten (zie Figuur 142):

3. Een gelijkmatige temperatuurcomponent,  $\Delta T_u$
4. Een lineair veranderlijke temperatuurverschilcomponent om de z-z-as,  $\Delta T_{My}$
5. Een lineair veranderlijke temperatuurverschilcomponent om de y-y-as,  $\Delta T_{Mz}$
6. Een niet-lineaire temperatuurverschilcomponent,  $\Delta T_E$ . Dit resulteert in een systeem van spanningen, opzichzelf in evenwicht, die geen nettobelastingseffect op het element teweegbrengen



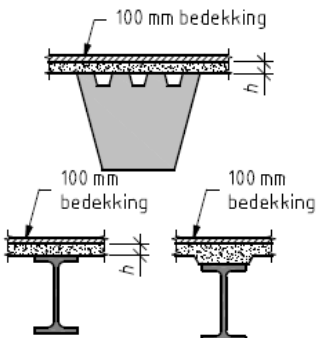
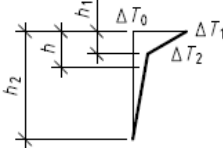
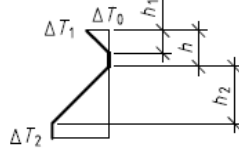
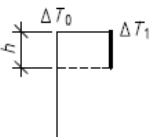
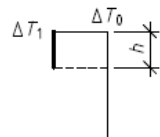
Figuur 142 Grafische voorstelling van de samenstellende componenten van een temperatuurprofiel (NEN-EN 1991-1-5+C1:2011 figuur 4.1)

Met de opgelegde temperatuurvervormingen dienen alle resulterende spanningen bepaald te worden middels geometrie, lineaire uitzettingscoëfficiënten van de materialen en randvoorwaarden. De uitzettingscoëfficiënten zijn beschreven in NEN-EN 1991-1-5+C1:2011 bijlage C en weergegeven in de onderstaande tabel.

Materiaal	$\alpha_T (\cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C})$
Beton	10
Constructiestaal, smeed- of gietijzer <sup>10</sup>	12

De verticale temperatuurverschillen kunnen bepaald worden met Figuur 143 voor zowel opwarming als afkoeling.

<sup>10</sup> Voor samengestelde constructies mag de lineaire uitzettingscoëfficiënt van de staalcomponent gelijk aan  $10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  zijn genomen om de verhinderings-effecten van verschillende waarden te kunnen verwaarlozen.

Constructietype	Temperatuurverschil ( $\Delta T$ )																			
	(a) Opwarming	(b) Afkoeling																		
 <p><b>2. Betondek op stalen koker-, vakwerk- of vollewandliggers</b></p>	<p>Normale procedure</p>  <p><math>h_1 = 0,6 h</math> <math>h_2 = 0,4 m</math></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>h</math> m</th> <th><math>\Delta T_1</math> °C</th> <th><math>\Delta T_2</math> °C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,2</td> <td>13,0</td> <td>4,0</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>16,0</td> <td>4,0</td> </tr> </tbody> </table>	$h$ m	$\Delta T_1$ °C	$\Delta T_2$ °C	0,2	13,0	4,0	0,3	16,0	4,0	<p>Normale procedure</p>  <p><math>h_1 = 0,6 h</math> <math>h_2 = 0,4 m</math></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>h</math> m</th> <th><math>\Delta T_1</math> °C</th> <th><math>\Delta T_2</math> °C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,2</td> <td>-3,5</td> <td>-8,0</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>-5,0</td> <td>-8,0</td> </tr> </tbody> </table>	$h$ m	$\Delta T_1$ °C	$\Delta T_2$ °C	0,2	-3,5	-8,0	0,3	-5,0	-8,0
	$h$ m	$\Delta T_1$ °C	$\Delta T_2$ °C																	
0,2	13,0	4,0																		
0,3	16,0	4,0																		
$h$ m	$\Delta T_1$ °C	$\Delta T_2$ °C																		
0,2	-3,5	-8,0																		
0,3	-5,0	-8,0																		
Vereenvoudigde procedure	 <p><math>\Delta T_1 = 10^\circ C</math></p>	 <p><math>\Delta T_1 = -10^\circ C</math></p>																		
<p>OPMERKING Voor staal-betonbruggen mag de hierboven gegeven vereenvoudigde procedure zijn gebruikt om de bovengrens van de thermische effecten te geven. Waarden voor <math>\Delta T</math> in deze procedure zijn indicatief.</p>																				

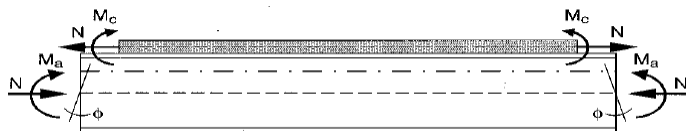
Figuur 143 Temperatuurverschillen voor dektype 2: staal-betondekken (NEN-EN 1991-1-5+C1:2011/NB:2011 Figuur NB.3 – 6.2.b)

### 12.3 Belastingen door krimp

**Referentie:**

1. Dictaat CT5125 TU Delft, Steel Bridges deel III, Dr. A. Romeijn, oktober 2006
2. R. Braam, Breugel, K. van, C. van der Veen en J.C. Walraven, Concrete Structures under Imposed Thermal and Shrinkage Deformations – Theory and Practice, Lecture Notes CIE5130, TU Delft.

Door het krimpen van beton op een composietbrug zullen naarmate het beton verhardt, spanningen geïntroduceerd worden, zowel in het beton als in het staal. Hierdoor ontstaan tevens schuifkrachten. Door tijdsafhankelijke invloeden (relaxatie, kruip) kunnen in een later stadium (of zelfs al tijdens het krimpen) de spanningen worden gereduceerd. Ook kunnen er herverdelingen optreden. Middels een soortgelijke aanpak als Figuur 144 kunnen de spanningen bepaald worden.



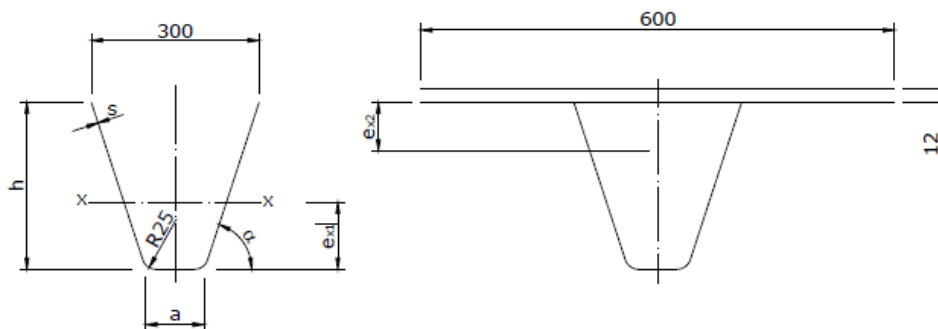
Figuur 144 Krachtsverdeling in een composietligger onder invloed van krimp (1-Romeijn)

In (2-Braam e.a.) wordt beschreven hoe spanningen als gevolg van krimp (met lange duur kruip) in een samengestelde ligger bepaald kunnen worden.

## Bijlage 1: Trogprofielen Krupp-2/300/6

Profiel	Trogprofiel									Trogprofiel met dekplaat			
	$\alpha$ <	h mm	s mm	a mm	B mm	F cm <sup>2</sup>	G kg/m	e <sub>cl</sub> cm	J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	e <sub>x2</sub> cm	J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x,min</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>x,max</sub> cm <sup>3</sup>
1/200/6	60°	200	6	148	554	33.2	26.1	7.73	1386	4.06	5158	312	1270
1/200/7			7		551	38.6	30.3	7.77	1600	4.48	5748	356	1283
1/200/8			8		548	43.9	34.3	7.8	1809	4.85	6286	399	1296
1/225/6		225	6	129	588	35.3	27.7	9.2	1826	4.57	6412	346	1402
1/225/7			7		585	31	32.1	9.23	2109	5.03	7142	395	1419
1/225/8			8		582	46.7	36.6	9.27	2386	5.44	7814	443	1436
1/250/6		250	6	109	622	37.4	29.2	10.72	2321	5.09	7773	379	1530
1/250/7			7		619	43.4	34	10.75	2682	5.59	8663	433	1551
1/250/8			8		617	49.4	38.7	10.79	3036	6.03	9477	484	1571
1/275/6		275	6	90	657	39.4	30.9	12.28	2856	5.6	9253	411	1653
1/275/7			7		654	45.8	35.9	12.32	3314	6.14	10301	469	1678
1/275/8			8		651	52.2	40.9	12.35	3753	6.62	11265	524	1702
2/275/6	73°	275	6	135	685	41.1	32.2	11.51	3158	6.03	10372	470	1720
2/275/7			7		682	47.8	37.5	11.55	3651	6.61	11533	537	1746
2/275/8			8		680	54.5	42.7	11.58	4134	7.11	12601	600	1772
2/275/9			9		677	61	47.8	11.62	4609	7.56	13588	662	1797
2/275/10			10		675	67.7	53	11.66	5074	7.96	14506	720	1822
2/300/6		300	6	120	723	43.4	34.1	12.98	3874	6.62	12284	512	1855
2/300/7			7		718	50.4	39.5	13.02	4481	7.24	13654	585	1886
2/300/8			8		717	57.4	45	13.06	5076	7.78	14915	654	1916
2/300/9			9		714	64.4	50.4	13.1	5660	8.26	16083	720	1946
2/300/10			10		712	71.3	55.9	13.13	6233	8.69	17170	784	1976
2/325/6	325	6	105	760	45.6	35.8	14.48	4664	7.22	14350	554	1988	
2/325/7		7		756	53	41.5	14.52	5396	7.88	15945	632	2024	
2/325/8		8		754	60.4	47.4	14.56	6114	8.46	17414	707	2059	
2/325/9		9		751	67.7	53.1	14.6	6870	8.97	18775	778	2093	
2/325/10		10		749	75	58.8	14.64	7513	9.42	20044	846	2128	
2/350/6	350	6	90	797	47.8	37.6	16	5525	7.82	16570	596	2119	
2/350/7		7		793	55.6	43.6	16.04	6394	8.52	18404	680	2199	
2/350/8		8		791	63.7	49.7	16.08	7248	9.14	20094	755	2199	
2/350/9		9		789	71.1	55.7	16.13	8085	9.68	21662	836	2239	
2/350/10		10		786	78.3	61.7	16.17	8910	10.15	23125	909	2270	

Figuur 145 Overzicht van trogprofielen Krupp-2/300/6



Figuur 146 Trogprofielen Krupp-2/300/6

## Bijlage 2: Processchema vermoeingsanalyse

