

Het scheurgedrag van doorgaand gewapende betonverhardingen

Femke Feys

Promotor: prof. ir. Etienne De Winne

Begeleiders: dr. ir. Hans De Backer, ir. Pieter De Winne

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van
Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Vakgroep Civiele techniek

Voorzitter: prof. dr. ir. Julien De Rouck

Faculteit Ingenieurswetenschappen

Academiejaar 2009-2010



***“Le béton armé continu,
un rêve pour l’entrepreneur,
une bénédiction
pour le maître d’ouvrage...”***

Ir. K. Verhoeven

Het scheurgedrag van doorgaand gewapende betonverhardingen

Femke Feys

Promotor: prof. ir. Etienne De Winne

Begeleiders: dr. ir. Hans De Backer, ir. Pieter De Winne

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van
Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Vakgroep Civiele techniek

Voorzitter: prof. dr. ir. Julien De Rouck

Faculteit Ingenieurswetenschappen

Academiejaar 2009-2010



Toelating tot bruikleen

"De auteur geeft de toelating deze masterproef voor consultatie beschikbaar te stellen en delen van de masterproef te kopiëren voor persoonlijk gebruik. Elk ander gebruik valt onder de beperkingen van het auteursrecht, in het bijzonder met betrekking tot de verplichting de bron uitdrukkelijk te vermelden bij het aanhalen van resultaten uit deze masterproef."

"The author give permission to make this master dissertation available for consultation and to copy parts of this master dissertation for personal use. In the case of any other use, the limitations of the copyright have to be respected, in particular with regard to the obligation to state expressly the source when quoting results from this master dissertation."

Gent, mei 2010

Voorwoord

Na vijf mooie jaren zit het universitaire avontuur er bijna op. Er moest al eens op de tanden worden gebeten, maar de ongelooflijk vele fijne momenten deden dit alweer snel vergeten. In vijf jaar tijd heb ik een hele bagage aan kennis mogen opbouwen, maar ook buiten de schoolmuren is men leven verrijkt met sterke vriendschappen en mooie herinneringen. Het afsluiten van de studies gebeurt met deze masterproef. Dit werk had onmogelijk tot stand kunnen komen zonder de hulp en steun van enkele mensen. Een woord van dank is hier dan ook zeker op zijn plaats.

Om te beginnen bedank ik graag mijn promotor Prof. ir. E. De Winne en begeleiders P. De Winne en Dr. Ir. H. De Backer voor hun advies bij het verloop van deze masterproef en het aanreiken van informatie en contacten.

Verder richt ik graag een welgemeende 'dank u' aan ir. Luc Rens voor het aanreiken van de vele documentatie, het delen van zijn expertise in het domein van de betonverhardingen en het kritisch nalezen van dit werk. Zijn bijdrage aan deze masterproef is van grote waarde.

Ook de werknemers van het bedrijf ASWEBO verdienen hier een dankwoordje voor het ter beschikking stellen van de nodige informatie en het spontaan toelichten ervan. Vooral dank aan de laboranten die mij met de betoncentrale en de verschillende betonproeven lieten kennismaken en aan de 'werfmannen' voor het registreren van de luchttemperatuur.

Daarnaast ook dank aan Hubert Trappeniers, Peter Asselman, Eric de Block en Jan Callaert voor het maken van de nodige regelingen en het opzoeken en doorspelen van informatie. In het bijzonder wil ik hier Jef Steppe bedanken voor zijn enthousiaste medewerking en zijn deskundige uitleg.

Als laatste, maar daarom niet minder belangrijk, bedank ik mijn nabije omgeving. In hoofdzaak dank aan mijn ouders voor de geboden mogelijkheden. Ook aan Boris, Pieter en Nele een ongelooflijke merci voor alle steun, hulp en de onmisbare vriendschap.

Overzicht

HET SCHEURGEDRAG VAN DOORGAAND GEWAPENDE BETONVERHARDINGEN

Femke Feys

Promotor: Prof. Ir. E. De Winne

Begeleiders: Dr. Ir. H. De Backer en Ir. P. De Winne

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van:

Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Vakgroep Civiele techniek

Voorzitter: prof. dr. ir. Julien De Rouck

Faculteit Ingenieurswetenschappen

2009 - 2010

Doorgaand gewapende betonverhardingen (DGB) worden gekenmerkt door hun dwarse scheuren. Deze scheuren hebben een belangrijke invloed op het gedrag van het DGB. Vandaar dat het ook belangrijk is om het principe achter de scheurvorming te begrijpen en te weten welke factoren een invloed hebben op het gevormde scheurpatroon. De belangrijkste factoren die het scheurpatroon beïnvloeden zijn de betonsterkte, de betonsamenstelling, het werkelijke wapeningspercentage (afhankelijk van de variaties in betondikte), de kleef met de onderliggende laag en de omgevingstemperatuur bij aanleg. Het zijn vooral de variaties van deze waarden over de lengte van de betonverharding die er de oorzaak van zullen zijn dat het scheurpatroon niet uniform is. Met een nauwkeurige en goed opgevolgde aanleg kunnen de variaties beperkt worden tot een minimum. Een zorgvuldige en precieze uitvoering is dan ook van groot belang om tot een goed gedrag van de DGB-verharding te komen. De omgevingstemperatuur is een factor die niet te beheersen is, maar wel een grote invloed heeft op de scheurvorming.

Hierna zijn de belangrijkste conclusies vermeld die volgen uit de case-studies te Affligem (E40), te Asse (N9k) en te Herne (N255). De omgevingstemperatuur heeft een duidelijke invloed op de scheurvorming van het DGB in Affligem. Daar waar ook een invloed van het portlandcement met zijn grote hydratatiewarmte werd verwacht, bleef de gemiddelde scheurafstand relatief groot. Mogelijks hebben zich fijne scheuren gevormd die niet zichtbaar zijn voor het oog. In Asse is de invloed van afwaarts betonneren duidelijk te merken aan het scheurpatroon. Door de trekspanning onder invloed van de zwaartekracht hebben zich trekscheuren gevormd met een grotere scheurwijdte en tussenafstand dan bij het 'normale' scheurpatroon. Bij de case-studie van Herne wordt het belang duidelijk van een goede hechting tussen toplaag en onderlaag bij een tweelaagse DGB. Indien deze twee lagen geen geheel vormen, is de werkelijke betondikte lager en zullen zich meer scheuren vormen.

Het scheurpatroon van concept 3 is gelijkaardig aan dan van concept 1 en wordt gekenmerkt door scheurclusters met daartussen relatief grote scheurafstanden. Over het lange termijn gedrag kan geen conclusie getrokken worden aangezien de bestudeerde verhardingen nog een jonge leeftijd hebben. Meer studies en scheurmonitoring zijn vereist om te onderzoeken of punch-out een karakteristiek probleem van die concept is. Indien wel kan overwogen worden om het wapeningspercentage terug wat lager te leggen zodat een meer uniform scheurpatroon wordt gevormd

TREFWOORDEN: Doorgaand gewapend beton (DGB), Scheurafstand, Scheurwijdte

CRACK BEHAVIOUR OF CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENTS

Femke Feys

Supervisors: E. De Winne, H. De Backer, P. De Winne

Abstract – This article is an overview of the major findings in the investigation of the factors that influence the crack pattern of a continuously reinforced concrete pavement (CRCP). This information is important to understand the behavior of the pavement. The information below is based on a study of literature and three case studies.

Keywords – Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP), Crack width, Crack spacing

I. INTRODUCTION

Concrete pavements undergo volume changes due to environmental loading by temperature and moisture variations and natural shrinkage. In continuously reinforced concrete pavements the concrete is allowed to crack transversely to accommodate these volume changes. The cracks take over the function of joints in plain jointed concrete pavements. They need to remain tightly closed to create a good load transfer and to minimize the water from getting into the cracks. With regard to esthetics, durability and serviceability of the CRCP, cracking is one of the major issues. That's why it's so important to understand the influence of the different factors.

II. FACTORS THAT INFLUENCE THE CRACKING

A. Thickness of the concrete pavement

The thickness of the CRCP does not always equal the design thickness. A smaller thickness will lead to a greater stress level and vice versa. Variations in thickness can cause a concentration of cracks. With a close spacing of transverse cracks the risk of punch-out increases. Punch-out is a type of structural distress where closely spaced transverse cracks are connected by a longitudinal crack and whereby a rectangular section at the side of the pavement fails.

B. Concrete Stress/Strength

If the concrete stress exceeds the concrete tensile strength, a crack will form. To obtain evenly spaced cracks, a uniform concrete strength is needed. The higher the strength, the less cracks will form and the higher the crack width will be.

C. Concrete mixture

Several characteristics of the concrete mixture influence the crack pattern. First of all the type of coarse aggregate determines the coefficient of thermal expansion. With a higher coefficient of thermal expansion the stresses due to temperature variations are larger. As already mentioned, larger stresses cause more cracks. A second characteristic is the heat of hydration. It is a function of the type of cement and its particle size. The crack spacing will decrease with a higher heat of hydration. Furthermore there is an inverse relationship between the air content in the concrete and its strength an increase in air content will cause more cracks. As last characteristic of the concrete mixture there is the aggregate size. The load transfer efficiency across a crack is better with a larger aggregate size as is the grade of continuity of the pavement.

D. Longitudinal steel

A higher percent of longitudinal steel will translate to reduced crack spacing and tightly closed cracks. For the level of the longitudinal steel with respect to the concrete surface, two criteria are important: the minimum concrete cover needed to prevent corrosion and the control of the increase crack width by the drying shrinkage at the surface of the pavement. The cracks will be kept close if the reinforcement is placed in the upper half of the concrete pavement.

A higher bond between steel and concrete will decrease the crack spacing. The same result is seen when smaller reinforcing bars are used for the same steel percent. This is because of the larger bond area.

E. Temperature during placement

Crack spacing is higher when placing the pavement in warm weather. The concrete temperature will increase after the placement due to the heat of hydration that is produced. In warm weather the maximum concrete temperature will be higher and the temperature drop larger so more cracks are formed. Not only the season of placement is important but also the time of the day.

F. The subbase friction

The subbase friction is an important factor in the cracking of a CRCP. A higher friction involves a higher fixation of the concrete pavement. The stresses will be higher and therefore the crack spacing increases. With a good friction the steel stresses decrease. This results in a smaller crack width.

III. CASE STUDIES OF CRCP PERFORMANCE

Three case studies have been performed. The most important findings are summarized below.

- The E40 at Affligem
- The N9k at Asse
- The N255 at Herne



CRCP on the E40 at Affligem

A. Two of the studied zones in Affligem were paved at a different air temperature. For the zone constructed at a temperature of 25 degrees, the crack spacing was smaller than for the zone which was constructed at night.

B. The crack pattern in Affligem is not as was expected. A Portland cement was used instead of the common CEM III. Because of the higher heat of hydration for a Portland cement, more cracks were expected. They were believed to form relatively fast after the paving. Instead the mean crack spacing high (about 1,7 m). The explanation might be that very small cracks have formed which are not visible (yet).

C. There are two cracks over the length of an anchor zone in Affligem. This doesn't normally happen. If cracks do form, they stay tightly closed because of the double longitudinal steel percent.

D. When placing concrete on a slope of less than 4%, the paving should always be uphill. Otherwise tension cracks will form. This is what happened on one side of the concrete pavement in Asse. The crack spacing is larger as are the crack widths.

E. For double layered CRCP it is of great importance to have a good connection between the two layers, so they can work as a whole. Otherwise the effective pavement thickness will be smaller and the crack spacing will decrease.

IV. CONCLUSIONS

The crack pattern of design 3 is similar to that of design 1: several groups of cracks closely spaced together with in between a large crack spacing. No conclusions can be made for the long term durability of the pavement. More research is needed to investigate whether the small crack spacing leads to punch-out or not. If so, the design should be reconsidered. A possible solution is to decrease the longitudinal steel percent so a more uniform crack pattern will form.

Inhoudstafel

Hoofdstuk I	Inleiding	1
I.1.	Situering	1
I.2.	Doelstelling	1
I.3.	Methode	1
Hoofdstuk II	Geschiedenis van het doorgaand gewapend beton	3
Hoofdstuk III	Uitvoering en werkingsprincipe van het DGB	4
III.1.	Algemeen principe	4
III.2.	Eindbeweging	5
III.2.1.	Bewegingsmechanisme	5
III.2.2.	De eindverankering	6
III.3.	Opbouw van een wegstructuur in DGB	8
III.3.1.	Dwarsprofiel	8
III.3.2.	Wapening	8
III.3.3.	Langsvoegen	12
III.4.	Oorzaken van de scheurvorming	13
III.4.1.	Krimp van beton	13
III.4.2.	Temperatuursvariaties	14
III.4.3.	Verkeersbelasting	14
III.5.	Verhinderde vervorming	15
III.5.1.	Kleef met de onderlaag	15
III.5.2.	De krachtswerking	16
III.6.	Het scheurfenomeen	17
III.7.	Spanningen in het langsstaal	20
III.8.	Modellering van scheurwijdte en -afstand	21
Hoofdstuk IV	Het scheurpatroon	23
IV.1.	Criteria voor optimale scheurvorming	23
IV.2.	Horizontale scheuren in DGB	26
IV.3.	Verband scheurwijdte en -afstand	27
IV.4.	Evolutie van het scheurpatroon	29
Hoofdstuk V	De evolutie van de Belgische concepten van doorgaand gewapend beton	32
V.1.	Concept 1	32
V.2.	Concept 2	33
V.3.	Concept 3	34
V.4.	Het tweelaags DGB	35
V.5.	Het scheurpatroon van de concepten	35

Hoofdstuk VI	Factoren die de scheurvorming van DGB beïnvloeden	37
VI.1.	De betondikte	37
VI.2.	De betonsterkte	38
VI.3.	De betonsamenstelling	39
VI.4.	Het wapeningspercentage	41
VI.5.	De elasticiteitsgrens van het staal	42
VI.6.	De diameter en tussenafstand van de langwapening	43
VI.7.	De hoogteligging van het wapeningsnet	44
VI.8.	De dwarswapening	45
VI.9.	Het temperatuurverschil in aanleg en gebruik	45
VI.10.	De kleef met onderlaag	47
VI.11.	De hechting tussen staal en beton	48
VI.12.	De eindconstructie	48
VI.13.	Het aanleggen van de DGB-verharding	48
VI.14.	Relatieve invloed en beheersbaarheid van de factoren	49
Hoofdstuk VII	Case-studies	51
VII.1.	Case-studie 1: Affligem	52
VII.1.1.	Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB	52
VII.1.2.	Bespreking opgemeten scheurpatroon	60
VII.1.3.	Algemene conclusies	63
VII.2.	Case-studie 2: Asse	64
VII.2.1.	Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB	64
VII.2.2.	Bespreking opgemeten scheurpatroon	68
VII.2.3.	Algemene conclusies	70
VII.3.	Case-studie 3: Herne	71
VII.3.1.	Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB	71
VII.3.2.	Bespreking opgemeten scheurpatroon	75
VII.4.	Conclusies omtrent concept 3	78
Hoofdstuk VIII	Besluit	80
Referenties		82
Bijlagen		84
Bijlage A:	<i>Gegevens en meetresultaten van proefvakken in Houston [25]</i>	84
Bijlage B:	<i>Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de E40 te Affligem</i>	86
Bijlage C:	<i>Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de N9k te Asse</i>	89
Bijlage D:	<i>Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de N255 in Herne</i>	91

Tabel van gebruikte symbolen

Symbool	Betekenis	Eenheid
l	Lengte van een plaat	m
L	Lengte van de verankeringszone	m
b	Breedte van de verankeringszone	m
h	Betondikte	m
D	Diepte van de verankering tov. het oppervlak van de verharding	m
A_c	Betonddoorsnede per wapeningsstaat	m ²
Δl	Lengteverandering	m
ΔT	Temperatuursverschil	°C
T_r	Referentietemperatuur	°C
α	Thermische uitzettingscoëfficiënt	m/m/°C
ε	Rek	m/m
ε_c	Breukrek van het beton	m/m
ω	Wapeningspercentage	%
f_{ccm}	Gemiddelde betondruksterkte	N/mm ²
f_{ctm}	Gemiddelde betontreksterkte	N/mm ²
σ_s	Staalspanning in een scheur onder de beschouwde belasting	N/mm ²
$\sigma_{s,cr}$	Staalspanning direct na het scheuren	N/mm ²
$\sigma_{s,scheur}$	Gemiddelde staalspanning over de verankeringslengte	N/mm ²
σ_{cr}	Betontrekspanning op het moment van scheuren	N/mm ²
E_s	Elasticiteitsmodulus van het staal	N/mm ²
E_b	Elasticiteitsmodulus van het beton	N/mm ²
n	Verhouding van de elasticiteitsmoduli van staal tot ongescheurd beton	/
f_s	Treksterkte van het staal	N/mm ²
u_s	Omtrek van het wapeningsstaal	m
$\varnothing_s$	Diameter wapeningsstaal	m
S	Tussenafstand van de langsstaven	m
l_t	Verankeringslengte	m
τ_m	Aanhechtspanning tussen staal en beton	N/mm ²
L_a	Actieve lengte	m
p	Eigengewicht van het beton x betonhoogte	N/mm ²
γ	Soortelijk gewicht van het beton	kN/m ³

Symbool	Betekenis	Eenheid
G	Totale gewicht (grond+beton) dat meewerkt in de verankering	N
R	Weerstandbiedende kracht van een verankering	N
c	Cohesie van de grond	N/mm ²
τ_g	Totale schuifweerstand van de grenslaag beton-onderlaag	N/mm ²
τ_0	Kleef tussen beton en onderlaag	N/mm ²
μ	Wrijvingscoëfficiënt tussen beton en onderlaag	/
μ_g	Wrijvingscoëfficiënt tussen grond-grond	/
Δl_m	Gemiddelde scheurafstand	m
w_{m0}	Scheurwijdte bij onvoltooid scheurpatroon	m
w_{mv}	Scheurwijdte bij voltooid scheurpatroon	m

Hoofdstuk I Inleiding

I.1. Situering

Een doorgaand gewapende betonverharding (DGB) is een betonverharding waarbij over de gehele lengte langswapening doorloopt en die gekenmerkt wordt door de afwezigheid van dwarsvoegen. Ervaringen met dit soort verhardingen hebben aangetoond dat het een langere levensduur en hoger rijcomfort bereikt dan het platenbeton. In vergelijking met asfaltstructuren komt het DGB op termijn (7 à 14 jaar [16]) voordeliger uit ondanks de hogere investeringskost.

Doorgaand gewapende betonverhardingen behoeven nauwelijks onderhoud, waardoor ook de hinder door herstellingswerken beperkt blijft. Het is een duurzame verharding. Dit heeft niet enkel betrekking op de lange levensduur en beperkte onderhoud. Ook het ecologische aspect telt mee. Het totaalplaatje hiervan omvat de ontginning, het transport, het bouwproces, de gebruiksfase en de recyclage. Voor druk bereden autosnelwegen is een doorgaand gewapende betonverharding dan ook een juiste keuze. [16]

I.2. Doelstelling

Typerend aan DGB zijn de dwarse scheuren die noodzakelijk zijn in de werking van de verharding. Door de aanwezigheid van langswapening blijven de scheurwijdtes beperkt en houden ze geen comfortverlies in voor de gebruiker. Soms liggen die scheuren aan de basis van schade aan de verharding. Vandaar dat een goed ontwerp belangrijk is om een optimaal scheurpatroon te bekomen.

Het doel van dit werk bestaat erin enkele aspecten van doorgaand gewapend beton uit te klaren zoals het werkingsprincipe, de scheurafstanden en de invloedsfactoren op de scheurvorming. Het in de hand houden van de scheurafstand en de scheuropening in doorgaand gewapende betonverhardingen is belangrijk en is functie van tal van factoren. Er wordt gepoogd om hier een beter inzicht in te krijgen en aanbevelingen te doen naar toekomstig ontwerp en aanleg.

I.3. Methode

Dit werk is opgebouwd uit twee delen. Het eerste deel is het resultaat van een grondige literatuurstudie omtrent doorgaand gewapende betonverhardingen. In het tweede deel worden er drie case-studies besproken.

Vooraleer de scheurvorming te bestuderen, is het belangrijk een goed beeld te hebben van de werking van doorgaand gewapend beton. Vandaar dat hoofdstuk III, naast een korte uitleg omtrent de

uitvoering van DGB, wordt toegewijd aan de bespreking van het gedrag en het werkingsprincipe ervan. Zowel de verschillende oorzaken van de scheurvorming als het ontstaan en het gedrag van de scheuren komen aan bod.

In hoofdstuk IV worden enkele aspecten van DGB aangekaart. Om te beginnen wordt een omschrijving gegeven van de criteria voor optimale scheurvorming. Hier wordt duidelijk naar welk scheurpatroon wordt gestreefd bij het ontwerp van een doorgaand gewapende betonverharding. Verder wordt het verband tussen de scheurafstand en –wijde besproken. Als laatste wordt er ingegaan op de evolutie van scheurvorming bij zowel jong als oud beton.

Hoofdstuk V handelt over de standaardpraktijk van de Belgische uitvoering van DGB. België kende reeds 3 concepten. Deze worden met elkaar vergeleken wat betreft de opbouw alsook het karakteriserende scheurpatroon. Hier komt reeds een eerste nuancering van de criteria voor optimale scheurvorming aan bod.

Hoofdstuk VI is het resultaat van een verdieping in de specifieke literatuur omtrent de variaties in scheurpatroon. De verschillende parameters die een invloed hebben op de scheurvorming worden overlopen. Voor elke parameter is getracht een duidelijke omschrijving te geven van het effect op de scheurvorming alsook de graad van belangrijkheid te bepalen. Waar mogelijk wordt de theoretische uitleg gestaafd met resultaten van bestudeerde verwezenlijking.

Het tweede deel van dit werk bestaat uit een eigen onderzoek. Hiervoor werden drie uitvoeringen uitgekozen gelegen te Affligem, Asse en Herne, elke met een eigen interessant aspect. Voor elke case werden de gegevens in verband met de opbouw en de aanleg verzameld. Verder werd het scheurpatroon opgemeten en bestudeerd. In Hoofdstuk VII wordt de verzamelde informatie samengevat. Op basis hiervan volgt een bespreking en verklaring voor het scheurpatroon. Het doel bestaat erin om de complexe verbanden tussen enkele parameters en het gevormde scheurpatroon te onderkennen en daarbij als startpunt uit te gaan van resultaten uit veldonderzoek.

Dit werk heeft niet de intentie alle raadsels rond de scheurvorming in DGB uit te klaren, maar wil informatie aanreiken voor onderwerp van discussie. Het dient vooral als een eerste stap in het onderzoek en hoopt een aanleiding te zijn tot verdere studie omtrent verbeteringen van de praktijkuitvoering.

Hoofdstuk II **Geschiedenis van het doorgaand gewapend beton**

De doorgaand gewapende betonverharding vindt zijn oorsprong in de Verenigde Staten. Men was er lang van overtuigd dat constructievoegen bij betonverhardingen noodzakelijk waren om de volumeverandering bij temperatuursverschillen te kunnen opvangen. Helaas bleek ook dat de meeste problemen bij dit soort verharding zich stellen aan de voegen. In 1932 werd in Indiana (U.S) een betonverharding aangelegd met verschillende tussenafstanden voor de voegen. Bij langere delen werd meer wapening gebruikt om de scheurvorming te beheersen. Bij de vakken met grote tussenafstand ondervond men dat het middelste gedeelte, weg van de voegen, zich gedroeg als een continu geheel. Hiermee is de doorgaand gewapende betonverharding ontstaan. Het eerste proefvak met een lengte van 400 m werd aangelegd in 1938. Na de Tweede Wereldoorlog werd het DGB steeds meer toegepast in Amerika in hoofdzaak op de autosnelwegen [12].

Wat betreft Europa is ons land de grote koptrekker op vlak van doorgaand gewapende betonverhardingen. België had namelijk als eerste Europees land verhardingen in DGB. Vandaag kent het met zijn meer dan 2500 km DGB de meeste en langste ervaring met dit soort verharding in Europa [8].

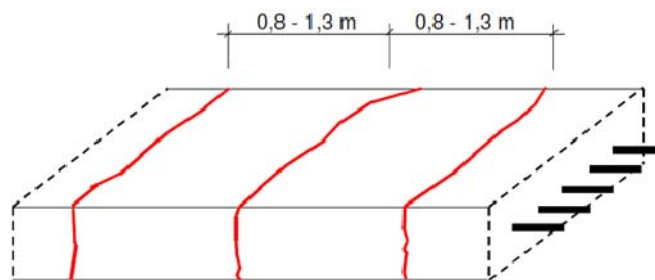
In 1950 werd in België het eerste proefvak in doorgaand gewapend beton aangelegd. Een 1^e concept werd ontwikkeld uit de ervaringen met de proefvakken en een studiereis in 1968 van Belgische afgevaardigden van het Bestuur der Wegen en onderzoekers uit de staal- en cementnijverheid [23].

De evolutie van het DGB in België kende 5 stadia: de onderzoeksfase, het 1^e concept, het 2^e concept, en het 3^e hedendaagse concept met het tweelaagse DGB als variant. Een uitvoerige bespreking hiervan volgt verder. De keuze voor DGB kan zowel voor nieuwbouw en vernieuwing van wegen alsook voor het overlagen van bestaande beton- of asfaltverhardingen. Met zijn goede draagkracht en duurzaamheid leent het zich perfect voor autosnelwegen, maar ook op gewestwegen heeft het zijn goede reputatie reeds bewezen [23].

Hoofdstuk III **Uitvoering en werkingsprincipe van het DGB**

Vooraleer het scheurgedrag bij doorgaand gewapende betonverhardingen te bestuderen, is het belangrijk om het werkingsprincipe van deze verharding te begrijpen. Dit wordt hier dan ook eerst uitvoerig besproken.

Onder invloed van temperatuurs- en vochtigheidsvariëaties en krimp en kruip ondergaat beton lengteveranderingen. In doorgaande betonverhardingen zijn scheuren dan ook onvermijdelijk. Dit leidt tot twee mogelijkheden: ofwel worden doorsnedeverswakkingen in het beton aangebracht om de scheur in te leiden op de plaatsen waar men dit wil, ofwel kiest men ervoor om vrije scheurvorming toe te staan. In het laatste geval spreekt men van een doorgaand gewapende verhardingen. De wapening dient hierbij enkel om de scheurwijdte te beheersen en niet om scheurvorming te voorkomen.



Figuur 1: Voorstelling van het 'ideale' vrije scheurpatroon in DGB [8]

III.1. **Algemeen principe**

Het beton wordt continu aangelegd met doorgaande langswapening. Een willekeurig scheurpatroon ontstaat door het geleidelijk afnemen van de hydratatiewarmte en het begin van de betonkrimp. Tijdens de levensduur ondergaat het beton verschillende temperatuurswisselingen die opnieuw aanleiding geven tot spanningen en scheuren. Langswapening zorgt ervoor dat de scheuropening beperkt blijft. Zo kan het water moeilijk indringen in de structuur en wordt een goede dwarskrachtenoverdracht over de scheuren verzekerd.

Het langsstaal heeft als functie de scheurvorming te reguleren. De dwarswapening heeft geen scheurverdelende functie, maar dient vooral om de langswapening te ondersteunen en op hoogte te houden bij aanleg.

III.2. Eindbeweging

III.2.1. Bewegingsmechanisme

Tijdens de levensduur zullen betonnen verhardingen verlengen of verkorten onder invloed van variaties in temperatuur, vochtgehalte of onder invloed van externe krachten. De laatste twee invloedsfactoren zijn te verwaarlozen ten opzichte van de lengteveranderingen onder invloed van temperatuursvariaties [13].

De invloed van temperatuur is complex wegens de vele factoren zoals wind, regen, zonnestraling,.... Ook mag de temperatuursvariatie van de omgeving niet worden gelijkgesteld aan deze van het beton zelf. Er treedt een vertrags- en afvlakkingseffect op. Vereenvoudigd wordt hier gewerkt met een gemiddelde temperatuur die constant is over de plaatdikte. De voornaamste beweging bij een temperatuursvariatie is een horizontale verlenging of verkorting van het beton. Deze is recht evenredig met het temperatuursverschil:

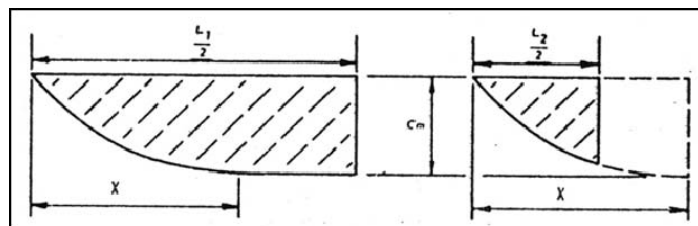
$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

Waarin: ε = rek [m/m]
 l = lengte van de plaat [m]
 Δl = lengteverandering [m]
 ΔT = temperatuursverschil [°C]
 α = thermische uitzettingscoëfficiënt [m/m/°C]

De thermische uitzettingscoëfficiënt van beton ligt ongeveer tussen de 5×10^{-6} en 1×10^{-5} m/m/°C. [8]

Deze formule geldt voor een plaat die wrijvingsloos is opgelegd. In werkelijkheid is dit uiteraard niet het geval en wordt de beweging tegengewerkt door wrijving met de onderlaag en eventuele eindconstructies of aanliggende structuren. Voor doorgaand gewapende betonconstructies is het dan ook zo dat de temperatuursschommelingen slechts invloed hebben op de verplaatsing over een beperkte afstand aan de uiteinden van de plaat. Dit wordt de actieve lengte genoemd. Ze kan gedefinieerd worden als de zone waarin de aandrijvende kracht van de beweging groter is dan de weerstandbiedende kracht.

Op Figuur 2 is te zien hoe de wrijvingskracht zich opbouwt van het uiteinde van de plaat naar het midden toe. De wrijving neemt toe tot ze de aandrijvende kracht van de beweging evenaart. Als dit gebeurt nog voor het midden van de plaat is bereikt, blijft de wrijvingskracht er constant en zal er geen verplaatsing zijn van de plaat over die zone.



Figuur 2: Vermoedelijk wrijvingsverloop onder een DGB-plaat [13]

De actieve lengte is afhankelijk van de grootte van temperatuursvariatie en van de stijfheid en wrijvingskarakteristieken van de onderlaag. Met de veronderstelling dat de wrijving met de onderlaag constant is, kan de actieve lengte L_a als volgt worden berekend:

$$L_a = \frac{E_b}{\mu \cdot \gamma} \alpha \cdot \Delta T \quad (2)$$

Waarin: E_b = elasticiteitsmodulus van het beton [N/m²]
 μ = wrijvingscoëfficiënt in de grenslaag beton - onderlaag [/]
 γ = soortelijk gewicht van beton [N/m³]

Over de actieve lengte zal het beton uitzetten onder invloed van een temperatuursstijging. Om deze verlenging tegen te houden is een kracht nodig die wordt bepaald door $F = A \cdot E_b \cdot \varepsilon$ met A de dwarsdoorsnede van de betonplaat [m²].

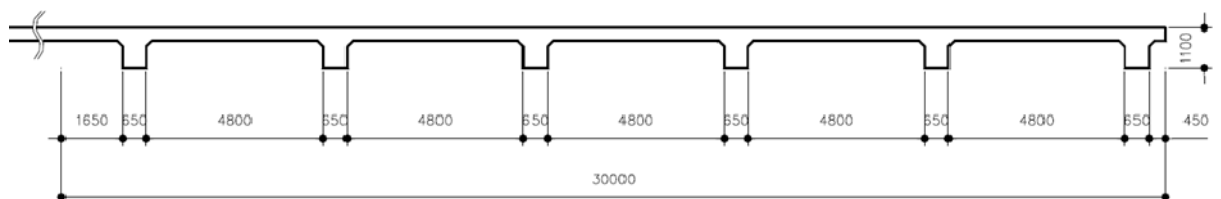
III.2.2. De eindverankering

DGB-verhardingen zetten uit onder invloed van temperatuursstijgingen. Deze beweging kan schade veroorzaken bij aansluiting op kunstwerken en aanliggende verhardingen. Er zijn twee manieren om hiermee om te gaan:

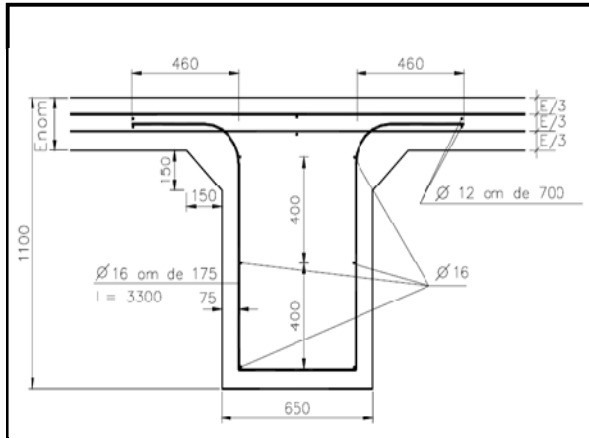
- Men kan de beweging vrij laten. In dit geval wordt een voeg geconstrueerd die de verwachte beweging kan overbruggen.
- Een andere mogelijkheid is de lengteveranderingen tot een minimum te beperken. In België gebeurt dit door dwars op de weg verankeringsribben te construeren.

De eindvoeg wordt in België slechts zelden toegepast. Een voorbeeld van een recente uitvoering is te vinden op de ring rond Antwerpen R1. Een eindconstructie met verankeringsribben is de standaard keuze in België en deze wordt hier dan ook verder besproken.

Een principeschets van de verankeringsribben is te zien in Figuur 3. De afmetingen zijn zoals vastgelegd in het Standaardbestek 250 (SB 250) [10]. De betonnen ribben zijn momentvast met de plaat verbonden door middel van wapening. Dit wordt duidelijk in Figuur 4 en Figuur 5.



Figuur 3: Langsdoorsnede van het verankeringslandhoofd (maten in mm) [10]



Figuur 4: Wapeningsschema van een verankeringsrib [10]



Figuur 5: De constructie van ribben op de E40 te Affligem

Om de beweging volledig tegen te gaan, moet het verankeringslandhoofd kunnen weerstaan aan de kracht waarover gesproken in III.2.1. De weerstandbiedende kracht van het landhoofd wordt gevormd door de wrijving met de ondergrond, de cohesie in de grond en de passieve gronddruk. Het is correcter deze laatste term te verwaarlozen vanwege de geringe diepte en het beperkte aandeel ervan in de weerstand. Dit in tegenstelling met in een werk van Rasmussen, Rogers en Ferragut [15] te lezen is. Daar wordt verkeerdelijk de passieve gronddruk als hoofdzakelijke weerstand vermeld en concludeert men dat cohesieloze gronden zich niet lenen tot de toepassing van dwarse verankeringsribben.

De weerstandbiedende kracht R van een verankering kan als volgt worden begroot [13]:

$$R = G \cdot \mu_g + c \cdot L \cdot (b + 2D) \quad (3)$$

Met:

- G = totaal gewicht (grond+beton) dat in de verankering meewerkt [N]
- μ_g = wrijvingscoëfficiënt tussen grond en grond [/]
- c = cohesie van de grond [N/m²]
- L = lengte van de verankering [m]
- b = breedte van de verankering [m]
- D = diepte van de verankering tov. het oppervlak van de verharding [m]

Als de weerstandbiedende kracht kleiner is dan de belastende kracht, zal er nog steeds, zijnde een kleinere, beweging van de uiteinden optreden. Deze resterende beweging is afhankelijk van het aantal ankers, type ondergrond, gewicht van de verhardingen en de temperatuursvariatie. De nieuwe actieve lengte L'_a wordt analoog bepaald, rekening houdend met een extra term voor de verankering:

$$\alpha \cdot \Delta T = \frac{R}{A \cdot E} + \frac{\mu \cdot \gamma \cdot L'_a}{E} \quad (4)$$

III.3. Opbouw van een wegstructuur in DGB

III.3.1. Dwarsprofiel

In België heeft men vanuit de opgedane ervaring een standaarduitvoering voorgeschreven die beschreven staat in het Standaardbestek 250 (SB 250). De eisen en voorwaarden die worden opgelegd zijn afhankelijk van het type weg en het verwachte verkeer. Tabel 1 geeft de verschillende mogelijke dwarsprofielen voor een betonverharding van bouwklasse B1. Deze zijn opgesteld voor een beton met een karakteristieke druksterkte van 60 N/mm² zonder luchtbelvormer en 52,5 N/mm² met luchtbelvormer. Een grijze achtergrond betekent dat de configuratie om economische en/of technische redenen beter niet wordt toegepast. Hoe grijzer, hoe minder aanbevolen.

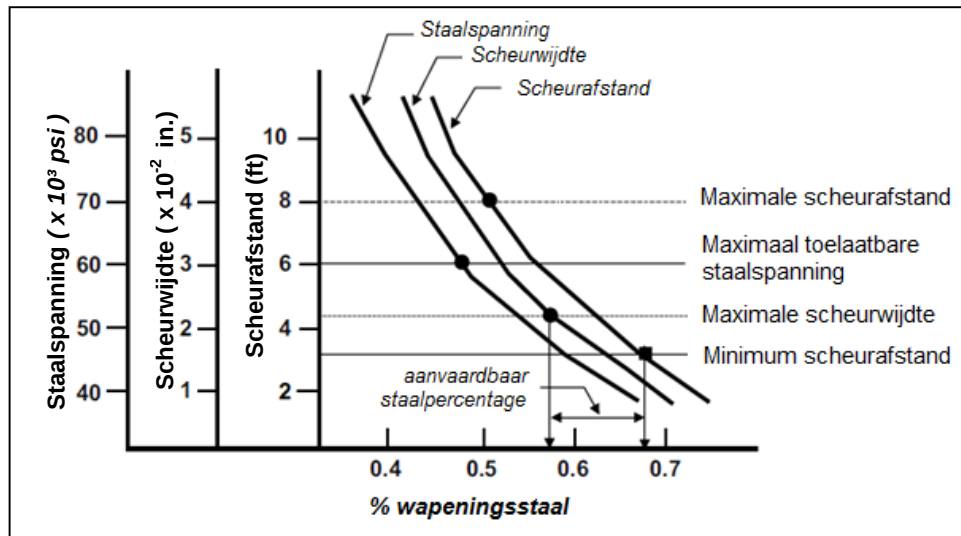
Platenbeton	zonder luchtbelv.	26	26	25	25								
	met luchtbelv.					27	27	26	26				
Doorlopend gewapend	zonder luchtbelv.									23	23		
	met luchtbelv.											25	25
Bitumineuze tussenlaag		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Fundering	steenslag	45				45							
	steenslag met toev.		30				30						
	hydraulisch gestab.			25				25		25		25	
	schraal beton				20				20		20		20

Tabel 1: Standaarddwarsprofielen in België voor betonnen wegen van bouwklasse B1 [10]

In de praktijk wordt van deze opbouw vaak afgeweken wat betreft de dikte van het DGB bij gebruik van een luchtbelvormer en wordt slechts 23 cm toegepast. Dit is meestal om pragmatische of economische reden of tegen beter weten in, er zijn echter wel gevallen, bijvoorbeeld op rotondes, waar de dikte van 25 cm is aangehouden.

III.3.2. Wapening

Bij het bepalen van het wapeningspercentage moet een compromis worden gemaakt. Men kan het wapeningspercentage zo kiezen dat er ofwel grote scheurafstanden met grote scheurwijdtes worden gevormd ofwel kleine afstanden met kleine scheuropeningen. Het eerste geval stemt overeen met een laag wapeningspercentage, het tweede met een hoog. Bij grote scheurwijdtes vergroot het risico op corrosie en het indringen van onsamendrukbare insluitsels in de scheuren. Een minimum wapeningspercentage is dus vereist om dit te vermijden. Wanneer de scheurafstanden daarentegen klein worden, kan dit de oorzaak zijn van een zogenaamde 'punch-out' of doorponsschade. Bij punch-out bezwijkt een rechthoekige sectie van het DGB aan de rand van de verharding onder de verkeerslast waardoor er bijgevolg een put ontstaat. Om dit schadefenomeen te voorkomen, kan een maximum wapeningspercentage worden vastgelegd. Naast de criteria met betrekking tot het scheurpatroon moet het wapeningspercentage ook hoog genoeg zijn zodat het niet overbelast wordt in een scheur. Bovenstaande criteria leggen dus drie grenzen op voor het wapeningspercentage. Dit wordt schematisch voorgesteld in Figuur 6. De waarden op de grafiek zijn slecht illustratief bedoeld.



Figuur 6: Principevoorstelling van de criteria voor het bepalen van het wapeningspercentage¹ [15]

Er werden al vele studies uitgevoerd omtrent het bepalen van het ideale wapeningspercentage. De hoeveelheid langstaal hangt, naast de zopas genoemde criteria, ook af van de keuze van de andere ontwerpkenmerken. De Associated Reinforcing Bar Producers² (ARBP) hebben een ontwerpprocedure ontwikkeld waarmee, vanuit een vooropgestelde scheurafstand en gekende waarden van de ontwerpkenmerken, het wapeningspercentage bepaald kan worden. Ze wordt toegepast onder de vorm van een nomogram. [1]

In de Verenigde Staten ligt het wapeningspercentage meestal tussen 0,5 en 0,7 %. Het staal heeft er wel een iets lagere vloeigrens dan het staal dat in België gebruikt wordt, namelijk 420 N/mm² [13]. De standaardpraktijk in België kent een opgelegd wapeningspercentage van 0,75 %. Rijkswaterstaat hanteert een percentage afhankelijk van de betonsterkte [5]. Voor de betonklasse B45 is de hoeveelheid langstaal er vastgelegd op 0,70%. Dit werd mede bepaald met behulp van het vereenvoudigd trekstaafmodel en staat hieronder beschreven.

Als het beton scheurt, zal de trekkracht die voor het scheuren door het beton en het staal werden gedragen, moeten worden opgevangen door het staal alleen. In die situatie beschouwt men de staaf als centrisch belast. De staalspanning dient beneden de toelaatbare rekgrens van 0,2% te worden gehouden. Dit om te voldoen aan de randvoorwaarde dat de blijvende scheuropening beneden een bepaalde kritische waarde blijft. Om te verzekeren dat het staal niet gaat vloeien of breekt, is het noodzakelijk de verharding van een bepaald minimum wapeningspercentage te worden voorzien.

¹ 1 psi = 0,0704 kg/cm² ; 1 inch = 0,0254 m ; 1 foot = 0,3048 m

² NL: de Amerikaanse beroepsvereniging van producenten van wapeningsstaal

Voor de centrisch belaste staaf volgt het wapeningspercentage uit [19]:

$$\omega = \frac{f_{ctm}}{f_{srep} - \varepsilon_c E_s} \quad (5)$$

Waarin: ω = wapeningspercentage (%)
 f_{ctm} = gemiddelde betontreksterkte (N/mm²)
 f_s = treksterkte van het staal (N/mm²)
 ε_c = breukrek van het beton (m/m)
 E_s = elasticiteitsmodulus van het staal (N/mm²)

Er wordt dus ondersteld dat de elasticiteitsgrens van het staal ter hoogte van de scheuren wordt bereikt op hetzelfde ogenblik als de trekweerstand van het beton tussen dezelfde scheuren, net voor elke nieuwe scheurvorming.

Een betonsterkteklasse B45 en staalsoort FeB500 HWL worden gekenmerkt door volgende waarden:

Beton B45:	f_{ctm}	= 3,3 N/mm ²	ε_b	= 0,12 x 10 ⁻³ mm/mm
Staal FeB 500 HWL:	E_s	= 500 N/mm ²	f_s	= 2 x 10 ⁵ N/mm ²

Met deze waarden bekomt men een vereist wapeningspercentage van 0,69%.

De voorgestelde formule bepaalt het wapeningspercentage enkel op basis van de treksterkte van het beton en de elasticiteitsgrens van het staal. Volgende opmerkingen kunnen hieromtrent worden gemaakt:

- De treksterkte van het beton kent een tamelijk grote spreiding.
- Een groot deel van de scheuren doet zich voor in de eerste maand, dus op een tijdstip waarop het beton zijn uiteindelijke treksterkte nog niet heeft bereikt. Hierdoor zal het wapeningspercentage licht overschat zijn.
- Ook wordt geen rekening gehouden met de kruip die optreedt in het staal en het beton bij langdurige trekspanningen tijdens de wintermaanden.
- Zowel de maximale spanning in het staal als de weerstanden van de twee materialen zijn een functie van de temperatuur. In de formule worden zij echter constant veronderstelt.

Of deze overwegingen ook echt een niet-verwaarloosbare impact hebben op het vereiste staalpercentage valt te betwijfelen. Bij de uitvoering van een doorgaand gewapende betonverharding zijn er namelijk zoveel factoren die kunnen fluctueren. Zo zijn er de dikte, betonsterkte, kleef,... En zelfs als deze factoren nauwlettend zouden gecontroleerd worden gedurende de uitvoering, dan nog zijn bijvoorbeeld klimaatsfactoren tijdens en na de aanleg niet te beheersen.

In België wordt dan ook een standaardpraktijk voorgeschreven met vaste ontwerpwaarden die, zo blijkt uit de ervaring, leiden tot een relatief goed gedrag van het DGB. De voorschriften over wapening voor verschillende betondiktes vindt men in Tabel 2.

Nominale dikte van de betonverharding		180	200	220	230
Nominale diameter van de langswapening		16	16	20	20
Tussenafstand h.o.h. en tolerantie van de langswapeningen		150 ± 20	130 ± 20	180 ± 20	180 ± 20
Hoogte van de steun voor de wapeningen		90	100	110	120
Nominale diameter van de dwarswapening	bouwklasse 1 t.e.m. 5	16	16	16	16
	bouwklasse 6 t.e.m. 10	12	12	12	12
Afstand en tolerantie tussen de bovenste beschrijvende van de langswapening en het oppervlak van de éénlaagse verharding		65 ± 10	80 ± 10	80 ± 10	80 ± 10
Afstand en tolerantie tussen de bovenste beschrijvende van de langswapening en het oppervlak van de tweelaagse verharding		n.v.t.	80 ± 10	80 ± 10	80 ± 10

Tabel 2: Voorschriften voor de wapening volgens SB 250 versie 2.1 [10]

Voor een betondikte van 23 cm komt dit overeen met een wapeningspercentage van 0,76 %.

$$\omega = \frac{1/0,18 \cdot 0,1^2 \cdot \pi}{0,23} = 0,759 \% \quad (6)$$

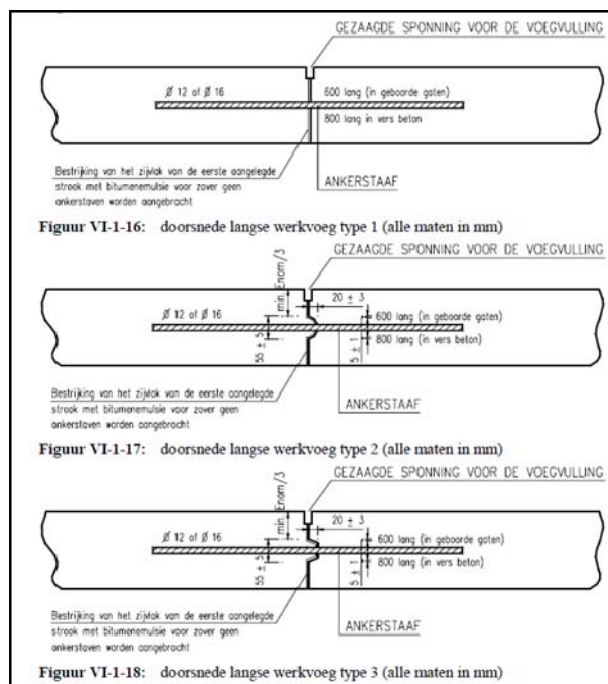
III.3.3. Langsvoegen

De plaatbreedte is beperkt tot maximum 4,5 m volgens de voorschriften in het SB 250. Het aanbrengen van langsvoegen in het midden van een rijstrook en zeker in het wielspoor wordt zoveel mogelijk beperkt. Vandaar dat in de praktijk de voeg vaak tussen twee rijstroken wordt aangebracht. Voor bouwklasse B1 stemt dit overeen met een plaatbreedte van 3,75 m. Er zijn twee soorten langsvoegen, namelijk langse constructievoegen en langse buigingsvoegen.

De langse constructievoeg of werkvoeg is de voeg tussen twee aangrenzende betonstroken die afzonderlijk worden aangelegd. In het SB 250 vindt men 3 toegelaten concepten voor de uitvoering van de werkvoeg (Figuur 8). Voor bouwklasse B1 tot B5 worden er steeds ankerstaven geplaatst (Figuur 7). Deze voorkomen dat de voeg opengaat en zorgen voor de krachtsoverdracht tussen de aanliggende platen.



Figuur 7: Geboorde ankerstaven (werkvoeg)



Figuur 8: Mogelijke uitvoeringswijzen voor een werkvoeg volgens SB 250 [10]

Langse buigingsvoegen worden aangebracht wanneer verschillende betonstroken tegelijk worden aangelegd. De zaagsnede wordt aangebracht zodra het beton voldoende verhard is. Deze scheuraanzet wordt over een diepte van 1/3 van de plaatdikte gezaagd. De verankering wordt hier verzorgd door een doorlopende dwarswapening over de voegen.

Het is belangrijk de langsvoegen diep genoeg uit te voeren. Op plaatsen waar dit niet gebeurde, stelde men langsscheuren vast op korte afstand van de voegen.

III.4. Oorzaken van de scheurvorming

Voor de studie van de scheurvorming wordt enkel het continue middelste deel van het DGB beschouwd en niet de actieve lengte.

Drie voornaamste oorzaken werken mee aan de vorming van het scheurpatroon, namelijk:

- de krimp van het beton: wordt verhinderd door de inklemming aan de plaaftinden.
- de temperatuursveranderingen: onlosmakelijk verbonden met de wrijving tussen de plaat en zijn onderlaag en de onderlinge werking tussen het beton en het staal.
- de verkeersbelastingen

Ook variaties in vochtgehalte (die geen betrekking hebben op de krimp) hebben volumeveranderingen tot gevolg, maar deze zijn ten opzichte van de andere oorzaken te verwaarlozen en worden hier daarom niet verder in detail besproken.

III.4.1. Krimp van beton [19]

Een eerste oorzaak van de scheurvorming is de krimp van het beton. Er worden twee soorten krimp onderscheiden die samen gaan met volumecontracties van de cementsteenmatrix, namelijk verhardingskrimp en uitdrogingskrimp. Bij verhardingskrimp neemt de hoeveelheid gebonden water af door de reactie tussen cement en water. Het is een chemische of autogene krimp. Uitdrogingskrimp is het gevolg van een afname van het niet gebonden water door afgifte aan de omgeving ervan. De daling in vochtgehalte en relatieve vochtigheid gebeurt voor de eerste soort krimp homogeen over de doorsnede. Voor uitdrogingskrimp gebeurt de vochtafgifte aan het oppervlak van het beton en ontstaat bijgevolg een vochtgradiënt. Dit betekent dat zowel de vorm van de betonconstructie als de klimatologische omstandigheden een belangrijke invloed hebben op de uitdrogingskrimp.

Verhardingskrimp begint vrijwel onmiddellijk na het storten. Uitdroging van beton kan mogelijks enkele jaren duren. Een complexe interactie ontstaat wanneer uitdroging al aanvangt tijdens het verharden. Vroegtijdige scheurvorming is een mogelijk gevolg hiervan. Vandaar dat het nodig is belang te hechten aan een goede nabehandeling van het beton.

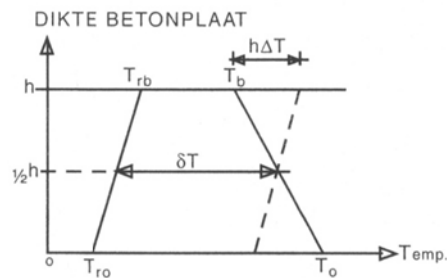
De verkorting van het beton kan niet vrij optreden. Doordat ze verhinderd wordt, ontstaan er krachten en spanningen in het beton en deze kunnen op hun beurt leiden tot het ontstaan van scheuren. De scheurvorming veroorzaakt door krimp is van meerdere factoren afhankelijk [19]:

- grootte van de krimp
- tijdsafhankelijke materiaaleigenschappen (elasticiteitsmodulus, treksterkte,...)
- relaxatie door kruip
- krimpsnelheid
- mate van de verhinderde vervorming

Hoe de belemmerde vervorming leidt tot scheurvorming wordt besproken in paragraaf III.6.

III.4.2. Temperatuursvariaties [19]

Bij het bespreken van de temperatuursvariaties in het beton dient niet alleen rekening gehouden te worden met de omgevingstemperatuur, maar ook met het hydratatieproces waarbij warmte wordt ontwikkeld. Voor het ontwerp is het belangrijk rekening te houden met de trekspanningen die ontstaan in het beton ten gevolge van de afkoeling na hydratatie aangezien dit met wilde scheurvorming kan gepaard gaan.



Figuur 9: Lineaire verloop van temperaturen over de plaat [19]

Na het storten bestaat er een bepaalde temperatuursgradiënt over de hoogte van de betonplaat. Op dat moment treden er nog geen spanningen op in het beton aangezien de elasticiteitsmodulus ervan ongeveer gelijk is aan 0 N/mm². Deze temperatuursverdeling noemt men de referentietemperatuursverdeling T_r . In Figuur 9 staat T_{rb} de referentietemperatuur aan de bovenzijde van de betonplaat en T_{ro} voor de referentietemperatuur aan de onderzijde. Eenvoudigheidshalve wordt de temperatuursgradiënt over de hoogte lineair verondersteld. Temperatuursveranderingen ΔT worden ten opzichte van deze referentie bepaald.

$$\Delta T = T - T_r \quad (7)$$

Waarin T = de temperatuur van het beton op een bepaald tijdstip [°C]

De hydratatie gaat gepaard met een gelijkmatige opwarming over de volledige hoogte van de betonplaat. Verwarming door de zon of afkoeling door regen of vorst is een ongelijkmatige temperatuursverandering waarbij de temperatuursverdeling in de tijd zal verlopen.

III.4.3. Verkeersbelasting

Bij een DGB-verharding die goed uitgevoerd werd en draagkrachtig genoeg is voor het verwachte verkeer zal de wielbelasting slechts een kleine invloed hebben op het scheurpatroon. Het verkeer is dan ook een te verwaarlozen belastingsfactor in vergelijking het effect van de omgevingsfactoren. Het verkeer zal de scheuren wel accentueren. Door de belasting van de voertuigen kunnen namelijk steentjes loskomen aan de scheurranden. Dit zorgt voor een uitrafelingseffect langs de scheur. De scheur krijgt het uitzicht van een wijde scheur. Nochtans zal ze, in bijna alle gevallen, een paar millimeter onder het oppervlak wel degelijk mooi gesloten zijn.

III.5. Verhinderde vervorming

Veranderingen in vochtgehalte of temperatuur veroorzaken vervormingen van het beton die niet vrij kunnen optreden. Door de wrijving met de onderlaag wordt deze vervorming verhinderd. Het middendeel van de verharding verplaatst niet, de actieve lengte ondergaat wel verplaatsingen.

III.5.1. Kleef met de onderlaag

De kleef of aanhechting tussen het beton en de onderliggende laag wordt gevormd door de horizontale wrijving en de adhesie tussen de lagen. Een goede kleef zorgt ervoor dat de verschillende lagen samenwerken. Zo wordt een grotere verhardingsdikte bekomen. De onderliggende laag van het DGB kan uit verschillende materialen bestaan zoals ongebonden steenslag, cementgebonden steenslag, schraal beton of asfalt. Het is moeilijk om een waarde toe te kennen aan de kleef voor de verschillende soorten materialen. Deze zijn niet enkel afhankelijk van de materiaalsoort, maar ook van de ouderdom en de uitvoering. De standaardpraktijk in België hanteert een asfalttussenlaag van 5 cm. Hiermee wordt een goede hechting waargenomen. Met asfalt kan een effen en homogene laag gecreëerd worden en het biedt daarenboven bescherming tegen de eroderende werking van water.

In België wordt de kleef, naar Amerikaans voorbeeld, gemeten met het IOWA afschuifapparaat (Figuur 10). Een betonkern wordt loodrecht op zijn as belast op zo'n manier dat precies het grensvlak tussen het beton en onderliggende laag wordt belast. In de Verenigde staten wordt 1,4 N/mm² als een minimumwaarde voor een duurzame kleef aanzien [22]. Uit proeven blijkt dat deze waarde in België meestal niet wordt gehaald. Bij een hoge graad van homogeniteit wordt toch een goed gedrag waargenomen. Men kan daarbij stellen dat een kleef van 1 N/mm² al als goed kan worden beschouwd.



Figuur 10: Het IOWA afschuifapparaat

Met het IOWA afschuifapparaat wordt enkel de aanhechting gemeten tussen het beton en zijn onderliggende laag. In de praktijk moet het gewicht van de betonplaat nog in rekening gebracht worden die zorgt voor een bijkomende wrijving. Het contactoppervlak tussen beton en onderliggende laag kan bijgevolg aan volgende totale schuifweerstand weerstaan [19]:

$$\tau_g = \tau_0 + \mu_0 \times p \quad (8)$$

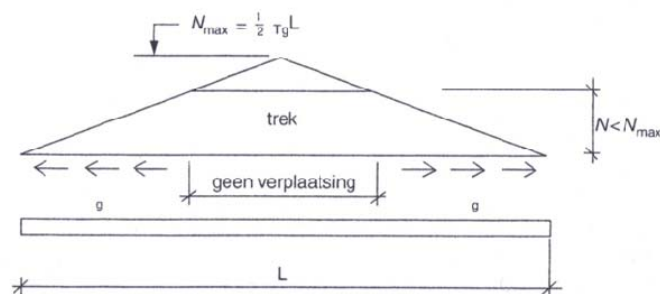
Waarin: τ_g = totale schuifweerstand [N/mm²]
 τ_0 = kleef tussen beton en onderlaag [N/mm²]
 μ_0 = wrijvingscoëfficiënt tussen beton en onderlaag []
 p = eigengewicht van het beton x hoogte [N/mm²]

III.5.2. De krachtswerking

Onder invloed van krimp en temperatuursvariaties wil de betonverharding vervorming. In onderstaande beschouwen we een gelijkmatige vervorming, d.i. vervorming aan boven- en onderzijde van de plaat zijn gelijk. Als de vervorming volledig verhinderd zou worden, ontstaat een normaalkracht N in de verharding. Deze normaalkracht kan volgens de Wet van Hooke, voor een eenheidsbreedte en een plaat met hoogte h , geschreven kan worden als:

$$N = \varepsilon \times E_b \times h \quad (9)$$

De vervorming van een betonverharding zal nooit volledig verhinderd zijn. Dit werd reeds verduidelijkt in de bespreking van de actieve lengte. Beschouwt men een betonplaat met lengte L . De onderliggende laag zal de vervorming verhinderen door de wrijving τ_g met de betonverharding. Hierbij ontstaat een normaalkracht N (druk of trek) die toeneemt van de uiteinden van de plaat naar het midden toe. Daar waar de weerstandbiedende kracht, dus de wrijving, groter wordt dan de inwerkende kracht, treedt er geen verplaatsing van de betonplaat meer op. De normaalkracht bereikt in die zone haar maximum. Dit maximum kan de waarde van het product van de wrijving met de halve plaatlengte nooit overschrijden: $N \leq 0,5 \tau_g \cdot L$. Naarmate de wrijving groter is, kan een grotere normaalkracht opgebouwd worden in het beton en zullen dus ook de spanningen hogere waarden kunnen bereiken.



Figuur 11: Verloop van de normaalkracht bij verkorting [19]

In bovenstaande redenering wordt er van uit gegaan dat de wrijvingskracht centrisch ten opzichte van de plaatdoorsnede inwerkt. In werkelijkheid heeft deze kracht een excentriciteit waardoor ook een moment ontstaat. Dit mag echter verwaarloosd worden vanwege de grote slankheid van de plaat [19].

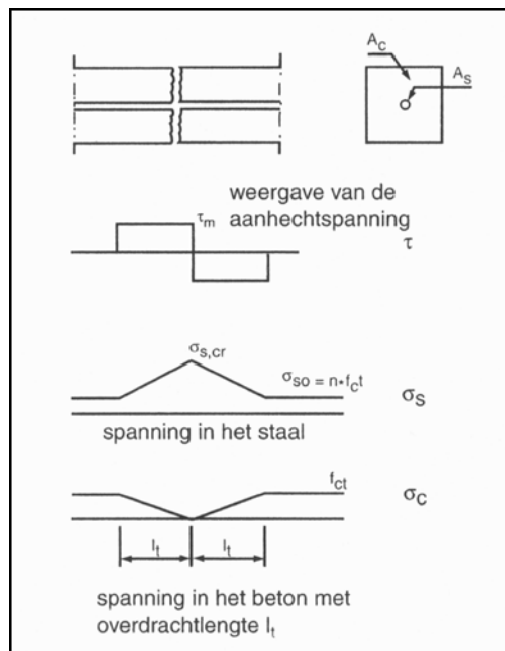
III.6. Het scheurfenomeen

Vochtgehalte- en/of temperatuursvariaties leiden tot spanningen in het doorgaand gewapend beton wegens de verhinderde vervorming. Hoe deze spanningen verlopen en het verband met de vorming van een nieuwe scheur wordt verduidelijkt in onderstaande figuren.

De eerste formules omtrent DGB zijn gebaseerd op een eenvoudige modellering. Deze wordt hier kort behandeld. Als het beton scheurt, moet de volledige spanning over de scheur gedragen worden door het staal alleen. De staalspanning heeft er dan ook zijn maximale waarde. Over een bepaalde lengte, namelijk de verankeringslengte l_t , zijn er aanhechtspanningen tussen het beton en het staal werkzaam. Deze zorgen ervoor dat de staalspanning vanaf zijn piekwaarde afgebouwd wordt tot een constante staalspanning in de ongescheurde zones. Er gebeurt overdracht van de spanning in het staal naar het beton. Over de overdrachtslengte neemt de betonspanning bijgevolg toe. Dit wordt schematisch voorgesteld in Figuur 12. De verankeringslengte kan berekend worden als [3]:

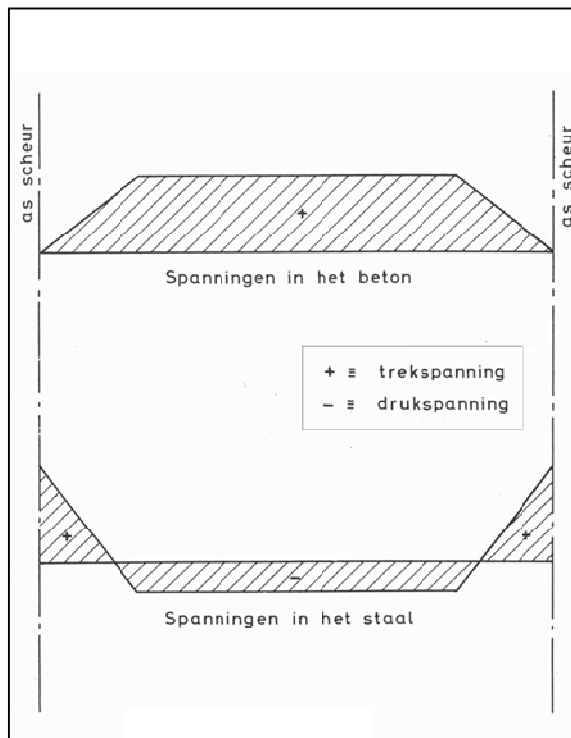
$$l_t = \frac{A_c f_{ct}}{u_s \tau_m} \quad (10)$$

Waarin: A_c = betonddoorsnede per wapeningsstaaf [mm^2]
 u_s = omtrek van het wapeningsstaaf [mm]
 τ_m = aanhechtspanning tussen staal en beton, wordt constant verondersteld [N/mm^2]

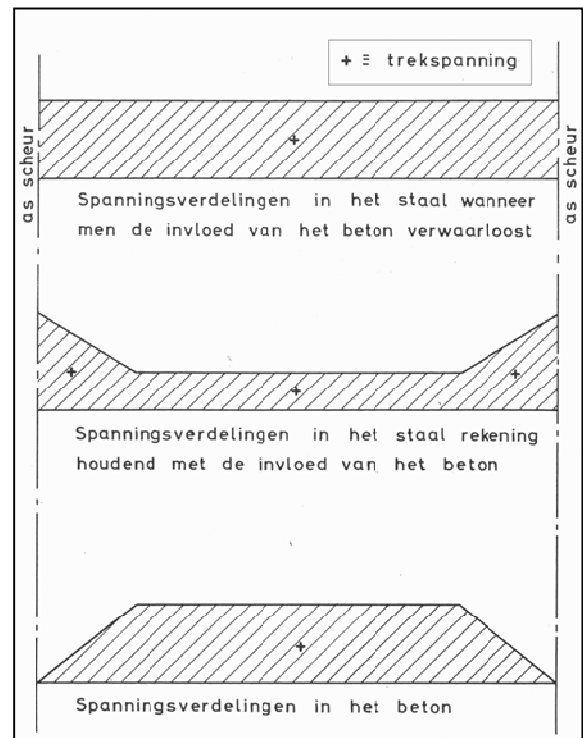


Figuur 12: Schematische weergave scheurvorming in gewapend beton [19]

Er wordt verondersteld dat aan het einde van de overdrachtslengte een uniforme trek heerst over de volledige betonddoorsnede. Een nieuwe scheur ontstaat als deze trek de betontreksterkte overschrijdt.



Figuur 13: Spanningen te wijten aan krimp [6]



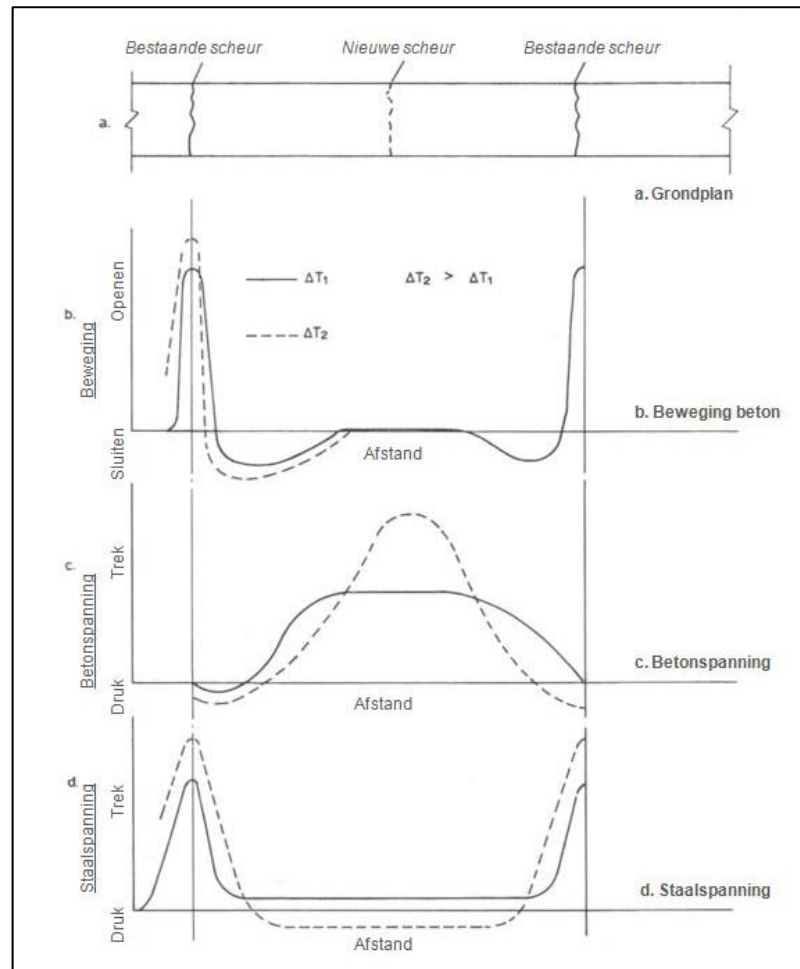
Figuur 14: Spanningen te wijten aan temperatuursdaling [6]

De spanningen die optreden bij krimp zijn voorgesteld in Figuur 18. In het beton heersen trekspanningen die, door de kleef tussen het staal en het beton, drukspanningen invoeren in het staal. Wanneer de trekbelasting van het beton de trekweerstand bereikt, ontstaat een scheur. Ter plaatse van de scheur wordt het beton volledig ontlast. Het staal is er in trek aangezien de lengte van de wapening tussen twee scheuren niet kan wijzigen en de rek van het staal ter hoogte van een scheur moet de lengtevermindering van de staalstaven door druk tussen de scheuren compenseren.

Ook tengevolge van temperatuursvariaties ontstaan spanningen. Bij een temperatuursverschil zal de uitzetting of de lengtevermindering van zowel het beton als het staal ongeveer gelijk zijn vanwege de dicht bij elkaar gelegen uitzettingscoëfficiënten [6]. De wrijving met de onderliggende laag belemmert de uitzetting. Drukspanningen zijn het gevolg en de bestaande scheuren zullen zich sluiten. Aangezien zowel staal als beton voldoende weerstandbiedend zijn voor druk levert dit geen schade op. In uitzonderlijke gevallen zal bij een grote temperatuurstijging het beton opstuiken. Dit kan gebeuren als het staal initieel geknikt is of wanneer er excentrische drukkrachten ontstaan in een scheur of voeg omwille van slechte verdichting van het beton.

Bij een temperatuursdaling wordt de lengtevermindering tegengewerkt door de wrijving met de onderlaag en de trekweerstand van de wapening door de scheuren. In het staal heerst trek aangezien de lengte niet kan veranderen tussen twee scheuren en ook in het beton ontstaat er trek door het beletten van samentrekken vanwege de wrijving en het staal. De trek in het beton veroorzaakt druk in het staal waardoor de trekspanning er tussen de scheuren afneemt (Figuur 14).

Gelijkaardige spanningsverdelingen zijn terug te vinden in Figuur 15, maar deze keer volgens een minder schematische weergave. De volle lijn stelt een situatie voor tussen twee bestaande scheuren waarbij een temperatuursdaling optreedt en het beton wil krimpen. De verplaatsing van het beton zal het grootst zijn bij de scheur en neemt af naar het midden van de zone dat mogelijks zelfs geen beweging ondergaat. Het spanningsbeeld in het beton correspondeert met dit verplaatsingspatroon. Zoals te verwachten is de betonspanning aan de scheur gelijk aan nul en treedt de maximale spanning op in het midden van de zone. De betonspanning kent een constant verloop daar waar er geen verplaatsing van het beton is. De spanningen zijn vergelijkbaar met deze uit Figuur 14.



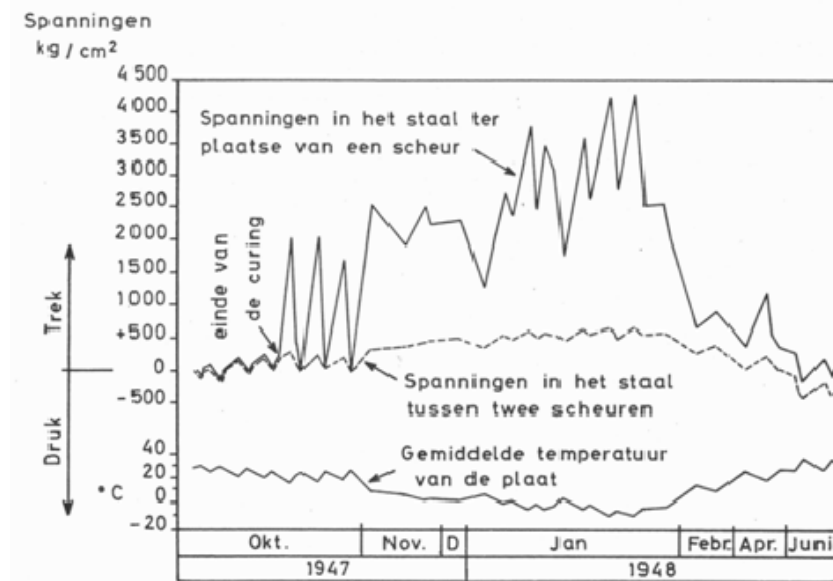
Figuur 15: De verdeling van spanning en beweging over het DGB [12]

Beschouwt men nu een grotere temperatuursdaling dan komt men in het geval van de gestreepte lijn terecht. De verplaatsing van het beton alsook de staalspanning aan de scheur neemt toe. De maximale trekspanning in het beton stijgt. Als deze de treksterkte van het beton bereikt, ontstaat een nieuwe scheur. Deze zal zich ongeveer in het midden van het vlak vormen. De toenemende trek in het beton zal een grotere druk induceren in het staal door de spanningsoverdracht via de kleef. Vandaar dat op de figuur de staalspanning tussen de scheuren in die mate afneemt dat ze in druk is in plaats van trek.

III.7. Spanningen in het langstaal

De staalspanningen die zonet werden besproken, zijn ogenblikkelijke spanningen en gelden dus voor één bepaald tijdstip. De spanningen in het langstaal zijn een functie van de dagelijkse en seizoensschommelingen van de temperatuur van de verharding alsook van de krimp. Op ieder ogenblik hangt de staalspanning af van het verschil tussen de heersende betontemperatuur en de betontemperatuur bij aanleg. Voor het bestuderen van het spanningsverloop dient een onderscheid gemaakt te worden tussen het staal ter plaatse van de scheuren en het staal dat tussen de scheuren solidair met het beton blijft. Het is reeds duidelijk dat de staalspanning bij de scheuren merkkelijk hoger zal liggen.

In Figuur 16 wordt een diagram opgenomen dat de spanningswijzigingen in het staal aantoon in functie van de temperatuursveranderingen. Het betreft een proefverharding uit Illinois (U.S.) die lange tijd geleden werd aangelegd (1947) [6]. De ontwerp- en uitvoeringskarakteristieken wijken sterk af van de hedendaagse uitvoering, maar desondanks schets het diagram duidelijk het principe van de temperatuursinvloed.

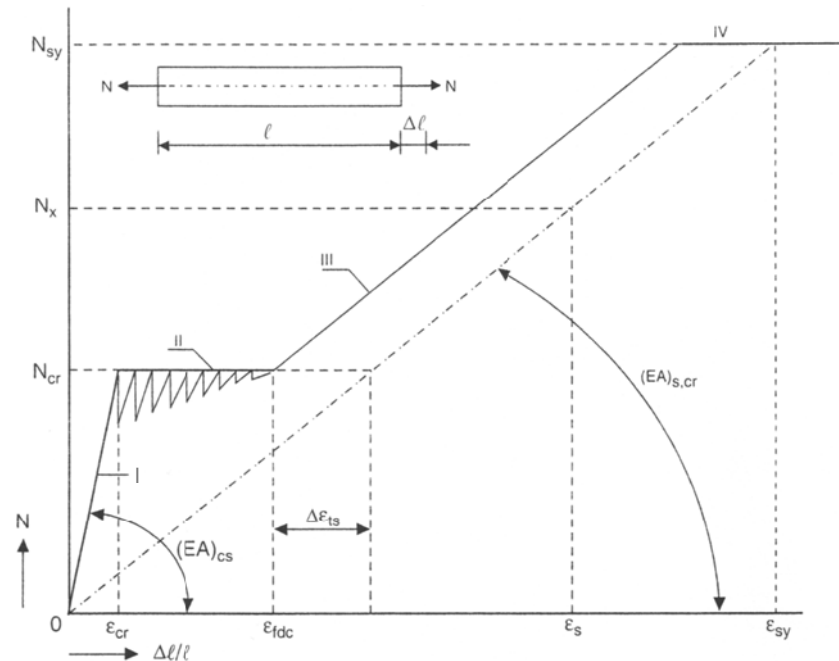


Figuur 16: Spanningen in langstaal [6]

Op de figuur is meteen duidelijk dat bij een stijging van de temperatuur de trekspanning in het staal afneemt en omgekeerd. Ook het verschil tussen de spanning in het staal ter plaatse van een scheur en deze tussen twee scheuren in valt af te leiden uit het diagram. Voor de scheurvorming optreedt (curingperiode), zijn de spanningen in het staal gering. Het is maar wanneer de eerste scheuren zich vormen dat er belangrijke spanningen in het staal ontstaan. Wanneer de temperatuur daalt, heeft de scheur de neiging zich te openen en neemt de spanning van het staal dat door de scheur loopt toe. Als de temperatuur opnieuw verhoogt, zullen de scheuren de neiging hebben zich te sluiten en daalt bijgevolg de staalspanning.

III.8. Modelling van scheurwijdte en -afstand

Met het Delfts trekstaafmodel, ontwikkeld door Breugel, Braam en Van der Veen, kan de scheuropening worden berekend. De basis voor dit model is het spanningsverloop geschets in Figuur 12. Er wordt uitgegaan van het scheurgedrag van een gewapend betonnen trekstaaf. Figuur 17 geeft de schematische weergave van de kracht-vervormingsrelatie van deze trekstaaf.



Figuur 17: Kracht-vervormingsrelatie van gewapend betonnen trekstaaf [19]

De ongescheurde tak I loopt van de oorsprong tot een trekkracht N_{cr} en breukrek ϵ_{cr} (cr = cracking). In deze zone gedraagt de trekstaaf zich lineair elastisch.

De eerste scheur ontstaat als de scheurkracht N_{cr} of -rek ϵ_{cr} wordt bereikt. In tak II, ook de scheurvormingsfase genoemd, blijft de scheurwijdte constant en neemt de gemiddelde scheurafstand af met toenemende trekkracht. Bij een toenemende opgelegde vervorming worden extra scheuren gevormd bij gelijkblijvende scheurwijdte. Wanneer de invloedzones (bepaald door de verankeringslengte) van de verschillende scheuren overlappen, ontstaan er geen nieuwe scheuren meer. Het scheurpatroon is dan voltooid.

In de derde tak blijft de scheurafstand gelijk bij toenemende trekkracht en zullen de scheuropeningen vergroten. Er worden dus geen nieuwe scheuren gevormd. Men noemt dit het volledig ontwikkeld scheurpatroon. Volgens Naokowski [3] zijn alle scheurafstanden dan begrepen tussen l_t en $2 \cdot l_t$. De gemiddelde scheurafstand bedraagt zo $1,5 \cdot l_t$. Uit formule 10 zou nu geconcludeerd kunnen worden dat de gemiddelde scheurafstand naar nul nadert met een toenemend wapeningspercentage (A_c/u_s neemt af). Uit experimenten blijkt echter dat de gemiddelde scheurafstand een ondergrens l_{min} heeft [3].

Op basis van dit model kunnen de scheurwijdtes berekend worden. Naokowski's theorie ligt hier aan de basis. Van Breugel is erin geslaagd de algemene formules te combineren met materiaaleigenschappen om zo tot de volgende uitdrukking te komen voor de gemiddelde scheurwijdte in tak II:

$$w_{m0} = 2 \left[\frac{0,4 \varnothing_s}{f_{ccm} E_s} \sigma_{s,cr} (\sigma_{s,cr} - n \sigma_{cr}) \right]^{0,85} \quad (11)$$

Waarin: $\varnothing_s$ = diameter wapeningsstaal [mm]
 f_{ccm} = gemiddelde (28-daagse) druksterkte van beton [N/mm²]
 $\sigma_{s,cr}$ = staalspanning direct na het scheuren [N/mm²]
 σ_{cr} = betontrekspanning op het moment van het scheuren [N/mm²]
 n = verhouding van elasticiteitsmoduli staal tot ongescheurd beton: E_s/E'_b

De gemiddelde scheurwijdte bij het voltooid scheurpatroon kan worden berekend als:

$$w_{mv} = \frac{\Delta l_m}{E_s} (\sigma_s - 0,5 \sigma_{s,cr}) \quad (12)$$

Waarin: σ_s = staalspanning in een scheur onder de belasting beschouwd bij de berekening van de scheurwijdte [N/mm²]
 Δl_m = gemiddelde scheurafstand = $1,8 w_{m0} E_s / \sigma_{s,cr}$ [mm]

Om met temperatuursvariaties rekening te houden wordt een extra term toegevoegd aan de gemiddelde scheurwijdte, namelijk $2 l_{st} \alpha \Delta T$.

Experimenteel onderzoek toont een goede overeenkomst tussen de theoretische en de opgemeten scheurwijdtes [3]. Het scheurmodel voorspelt de scheuropeningen dus op een behoorlijk correcte en betrouwbare manier.

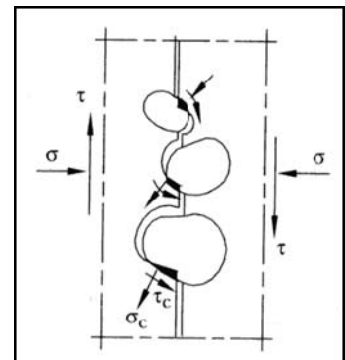
Hoofdstuk IV Het scheurpatroon

IV.1. Criteria voor optimale scheurvorming

Bij een optimaal ontwerp kiest men uit economische overwegingen voor een minimum hoeveelheid langswapening van een bepaalde kwaliteit. Deze kwaliteit heeft betrekking op de elasticiteitslimiet en de hechtingskarakteristieken van het staal. Het ontwerp is verder gebaseerd op een afweging tussen de gewenste scheurafstand en scheurwijdte. Samengevat kan gesteld worden dat men streeft naar een scheurpatroon met tussenafstand tussen 0,8 m en 1,3 m en een scheuropening niet groter dan 0,5 mm.

Een theoretisch optimaal scheurpatroon voldoet aan de volgende criteria [21]:

- Voor de scheurwijdte stelt men in België een maximum van 0,5 mm voorop [23]. Een kleine scheurwijdte is gewenst om:
 - het indringen van water te vermijden. Water dat tot bij de fundering geraakt kan tot pumping leiden dat wat op zijn beurt dan weer leidt tot erosie van de onderliggende lagen. Schade of falen van de verharding is een mogelijk gevolg.
 - het indringen van doozouten vermijden. Zouten zijn zeer agressief voor het wapeningsstaal. Vandaar dat een voldoende betondekking en kleine scheuropening vereist is om corrosie te vermijden.
 - insluitels/vervuiling te voorkomen. Als onsamendrukbare materialen indringen in de scheur betekent dit een onomkeerbaarheid van de scheurbeweging met eventuele afschilfering van de scheurranden als gevolg.
 - een goede lastoverdracht over de scheur te garanderen. Wijdere scheuren betekent namelijk minder contact tussen de scheurvlakken waardoor de graad van lastoverdracht daalt. Het grillige oppervlak biedt weerstand tegen afschuifkrachten, zoals op Figuur 18 te zien is. Dit wordt de haakweerstand genoemd. De haakweerstand neemt af met toenemende scheurwijdte en stijgt met toenemende ruwheid van de scheurvlakken. Ook de buigstijfheid ter hoogte van de scheur blijft groot bij een kleine scheuropening.



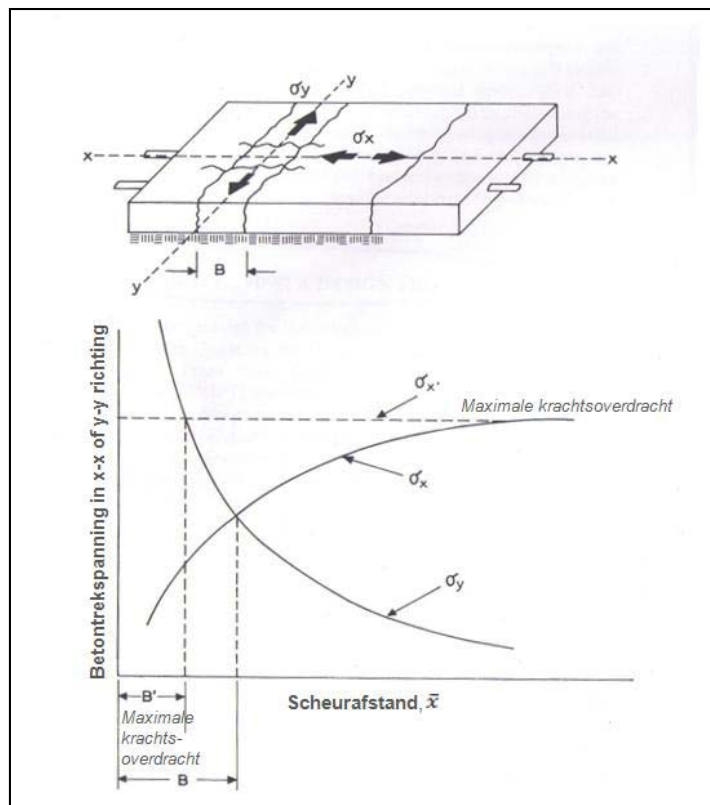
Figuur 18: Haakweerstand in een scheur [13]

- om de rafeling van de scheurlippen in toom houden. Deze kan het gevolg zijn van insluitels, zwak beton in de oppervlaktelaag en vooral van een gecombineerde inwerking van schuif- en trekspanningen geïnduceerd door horizontale temperatuurbeweging en verticale verkeersbelasting. Langswapening biedt weerstand tegen de horizontale volumeveranderingen waardoor spanningsconcentraties hoger zijn dan bij ongewapende verhardingen. Dit vergroot nog eens de gevoeligheid voor rafeling.

De scheurwijdte is een aspect dat nauwelijks behandeld wordt in case studies over een doorgaand gewapende betonverharding ondanks het feit dat het één van de meest belangrijke factoren is in de beoordeling ervan. De reden hiervoor is dat de scheuropening aan het oppervlak opgemeten wordt en hoewel een scheur er aan het oppervlak wijd kan uitzien, vanwege de rafeling, blijkt deze op ongeveer 1 cm onder het oppervlak vaak perfect gesloten te zijn.

- Bij een optimaal scheurpatroon wordt gestreefd naar een homogene verdeling van de scheuren. Om de scheurafstanden te bestuderen worden deze verwerkt tot een histogram met een aantal scheurklassen. Het doel is een maximum aantal scheurafstanden in de klasse van 0,80 tot 3,00 m te hebben alsook een minimum aan scheurclusters waarbij de tussenafstand 0,20 à 0,25 m bedraagt.

Te kleine scheurafstanden brengen het gevaar met zich mee dat het schadefenomeen punch-out optreedt. Het principe achter dit fenomeen wordt voorgesteld in Figuur 19.



Figuur 19: Het principe van punch-out [5]

Wanneer de scheurafstanden klein worden en de krachtsoverdracht langs die scheuren vermindert, zal de verharding zich niet langer gedragen als een plaat, maar eerder als een dwarse balk. De spanningen, tengevolge van hoge wiellasten, zullen hierdoor in dwarse richting groter zijn dan in de langse richting en bijgevolg bestaat het gevaar dat er langse scheuren worden gevormd. Indien fragmentatie optreedt spreekt men van punch-out.



Figuur 20: Punch-out in DGB [25]



Figuur 21: Scheuren in een cluster [Bron: L.Rens]

Ook te grote scheurafstanden zijn niet optimaal. Deze gaan namelijk gepaard met grotere scheuropeningen die gevoeliger zijn aan rafeling.

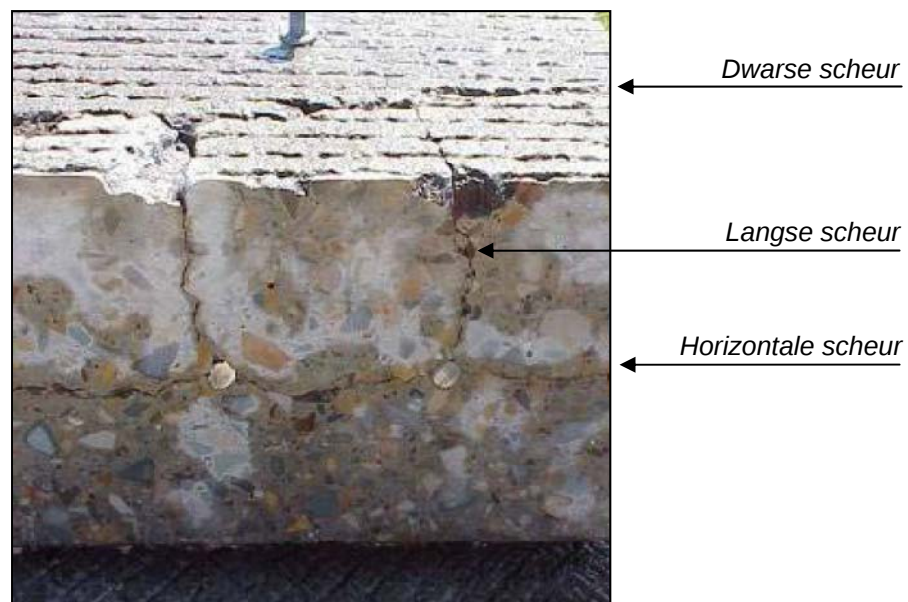
- Naargelang de gekozen structuur van de verharding wordt voor de langswapening een waarde genomen die gebaseerd is op de compromis tussen enerzijds een zo homogeen mogelijke wapening in de scheuren, wat overeenstemt met kleine diameters en kleine tussenafstanden en anderzijds de efficiëntie en nauwkeurigheid van het plaatsen en verdichten van het beton.
- Er wordt gestreefd naar een gelijkmatige, uniforme en hoge kleef van het beton met de onderlaag.

Het is uiteraard zo dat een optimaal concept resulteert in een compromis van de bovenstaande criteria.

IV.2. Horizontale scheuren in DGB

Er werd al gesproken over dwarse en langse scheuren in doorgaand gewapende betonverhardingen. Een derde categorie van scheuren zijn de horizontale scheuren. Het is niet de bedoeling hier ver over uit te wijden, maar in het kader van dit werk zijn de horizontale scheuren zeker het vermelden waard.

Na het ontdekken van dit fenomeen bleek dat enkele schadegevallen die als punch-out werden beschouwd eigenlijk het gevolg waren van horizontale scheurvorming. Bij de opgelopen schade lopen de langse scheuren slechts tot de horizontale scheur gelegen in het wapeningsvlak. De langse scheuren zijn dus niet het gevolg van structureel falen van het DGB, maar zullen eerder te wijten zijn aan een interactie tussen betoneigenschappen en de omgevingsbelasting (temperatuurs- en vochtigheidsvariaties) [25].



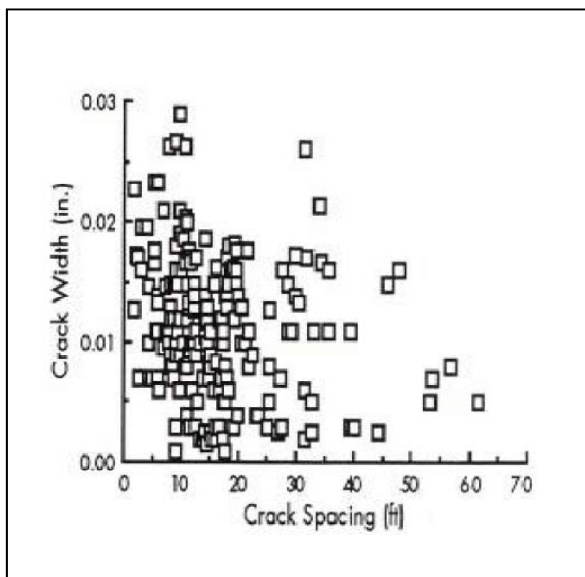
Figuur 22: Horizontale scheur ter hoogte van de wapening [25]

Een onderzoek uitgevoerd door TxDOT [25] toont aan dat de oorzaak van horizontale scheurvorming te zoeken is in de combinatie van een hoge thermische uitzettingscoëfficiënt van het beton, de langswapening en de omgevingsbelasting die inwerkt op het jonge beton.

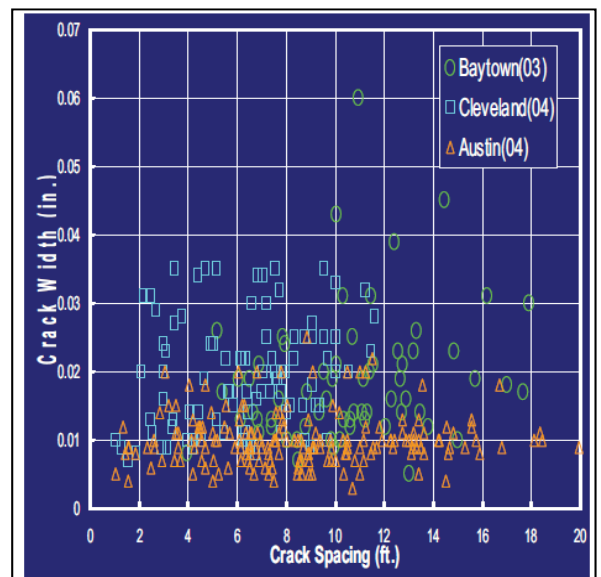
Zowel door K. Verhoeven [23], als de net vermelde onderzoeksgroep [25] wordt vastgesteld dat, indien horizontale scheuren optreden, ze zich in de eerste weken na aanleg zullen vormen. Op dat ogenblik is de weg vaak nog niet opengesteld voor het verkeer wat nogmaals aantoont dat horizontale scheurvorming niet te wijten is aan structurele tekortkomingen. De hoge kleefspanningen tussen beton en staal kunnen bij een minder kwalitatieve betonmortel leiden tot slip en de ermee samenhangende horizontale scheurvorming. Bij het gebruik van een bitumineuze tussenlaag heerst er een homogene kleef die het slipverschijnsel in de hand zal houden. Vandaar dat horizontale scheurvorming voor de huidige standaardpraktijk een uitzonderlijk fenomeen is geworden.

IV.3. Verband scheurwijdte en -afstand

In zowat alle modelleringen van het scheurpatroon in DGB bestaat er een verband tussen de scheurafstanden en de scheurwijdtes [3][25]. Met toenemende scheurafstand, zou ook de scheurwijdte toenemen. Deze correlatie is echter niet perfect lineair aangezien ook andere factoren zoals de trekspanning in het beton afhangt van de scheurafstand. Desondanks kan toch gesteld worden dat de formules uit de modellering een benaderend lineair verband vooropstellen. Om de relatie tussen beiden in praktijk te verifiëren werden in het verleden enkele veldonderzoeken uitgevoerd. De resultaten van twee ervan zijn weergegeven in Figuur 23 en Figuur 24. Het eerste onderzoek werd uitgevoerd door Suh et al. in 1992 en het tweede door Nam in 2005 [25].



Figuur 23: Scheurafstand *ifv.* scheurwijdte (Suh) [25]



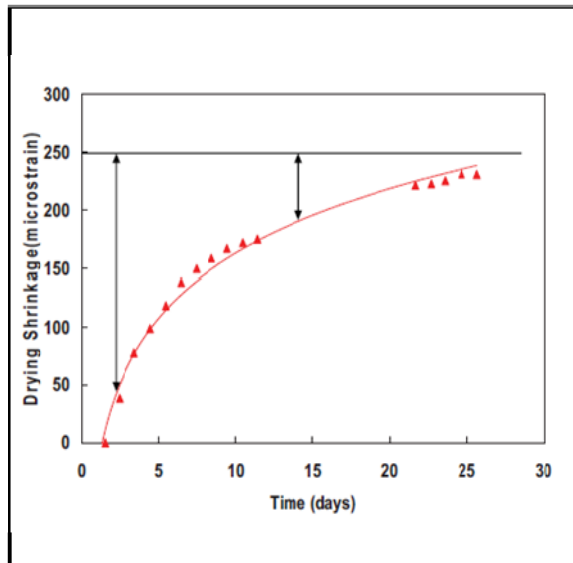
Figuur 24: Scheurafstand *ifv.* scheurwijdte (Nam) [25]

In de meetresultaten is maar weinig verband tussen de scheurafstand en de scheurwijdte vast te stellen. Verschillende redenen kunnen hiervan aan de oorzaak liggen.

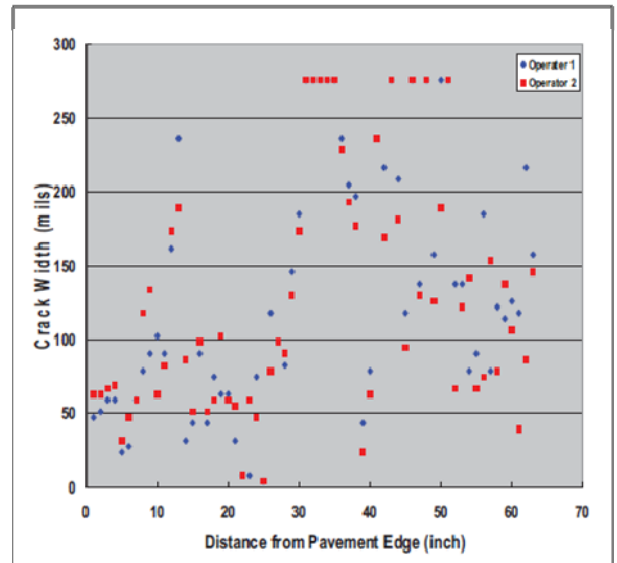
Een eerste reden kan worden gezocht in het tijdstip waarop de scheur zich vormt. Als het beton op een jonge leeftijd scheurt, stel na 2 dagen, dan zal door navolgende krimp de scheurwijdte groter zijn dan van een scheur die zich pas later vormt wanneer het krimp proces bijna compleet is. Figuur 25 toont de evolutie van de krimp in de tijd. Het verschil in grootte van krimp voor een scheur die ontstaat na 2 dagen en ene die ontstaat na 14 dagen bedraagt ongeveer 130×10^{-6} m/m.

Een tweede reden die de ontbrekende correlatie tussen scheurafstand en –wijdte kan verklaren is dat de scheurwijdte aan het oppervlak niet uniform is over de lengte van de scheur [25]. Dit wordt aangetoond in Figuur 26. Twee operatoren hebben er om de inch en over de volledige lengte van één enkele scheur de scheurwijdtes opgemeten. Het is opmerkelijk hoe groot het verschil in scheurwijdte kan zijn ondanks dat alle metingen betrekking hebben op dezelfde scheur. Afhankelijk van de plaats waar de scheurwijdte opgemeten wordt, zullen dus verschillende resultaten bekomen worden. Deze

grote variatie maakt de correlatie met andere variabelen zeer onnauwkeurig. Zoals reeds eerder vermeld vormen meetresultaten van scheurwijdte aan het oppervlak dan ook geen goede basis voor onderzoek omtrent de werking van DGB.



Figuur 25: Krimp van het beton [25]



Figuur 26: Meting van scheurwijdte door twee operatoren [25]

Figuur 26 laat verder nog toe om een vergelijking te maken tussen de meetresultaten bekomen door twee verschillende operatoren. Zij hebben de scheurwijdte op exact dezelfde plaatsen opgemeten met hetzelfde meettoestel en met een verschil in tijd van slecht een paar minuten. Meestal komen de bekomen waarden goed overeen, maar er zijn locaties bij waar het verschil betrekkelijk groot wordt. Dit toont nogmaals aan dat variatie op scheurwijdtemetingen groot is. Niet alleen door de afhankelijkheid van de plaats van de meting, maar ook door de meetfout die relatief groot kan zijn.

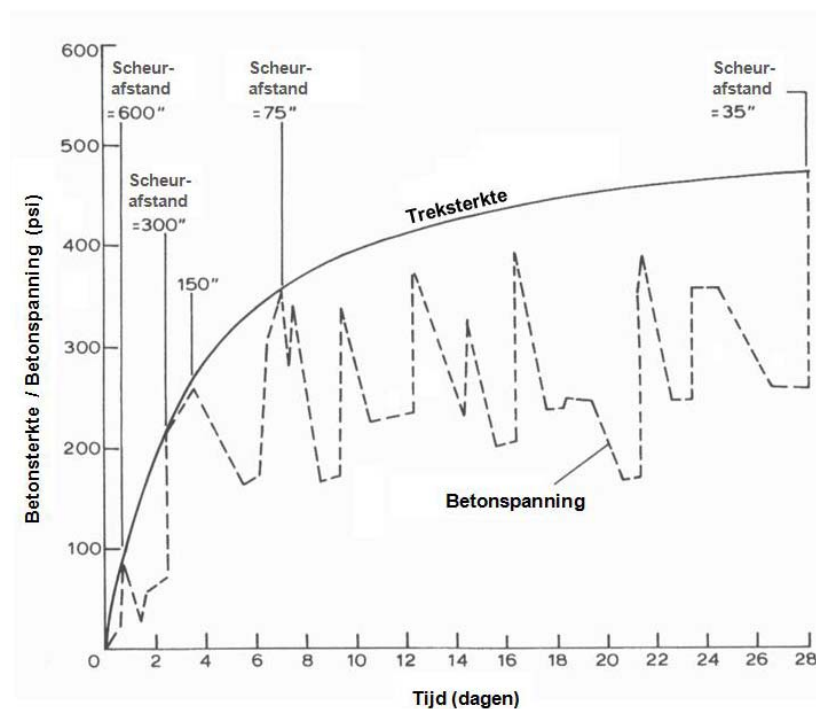
Een derde en laatste interessante conclusie uit het onderzoek van Won omtrent de scheuropening is dat bij grote scheurafstand het effect van de scheurafstand op de scheurwijdte verwaarloosbaar wordt. Als grenswaarde wordt daarvoor een scheurafstand van 61 cm vermeld die afhankelijk van de omgevingsbelasting kan variëren [25]. Deze waarde volgt uit een proef waarbij de rek van het staal in een DGB-verharding werd opgemeten en dit op verschillende afstanden van de scheur. Vanaf een bepaalde afstand, in dit geval 30,5 cm, bedraagt de staalrek bijna nul.

Bij deze beschouwingen zal de verankeringslengte vermoedelijk aan de basis liggen. Slechts over deze lengte rekt het staal onder invloed van de trekspanningen. De verankeringslengte voor grote scheurafstanden heeft ongeveer dezelfde waarde als de hechting tussen het staal en beton gelijkmatig is. De scheurwijdte zal dan ook benaderend gelijk zijn. Voor scheurafstanden korter dan de verankeringslengte is er wel een invloed van de scheurafstand op de scheurwijdte.

IV.4. Evolutie van het scheurpatroon

De scheurvorming is een moeilijk te modelleren fenomeen aangezien de betoneigenschappen, zoals sterkte en stijfheid, tijdsafhankelijke factoren zijn en ook de omgevingsfactoren constant variëren. Het is dan ook niet eenvoudig om te voorspellen wanneer de scheuren zich precies zullen vormen. In deze bespreking van de evolutie van het scheurpatroon wordt een onderscheid gemaakt tussen jong en 'oud' beton.

Onder jong beton verstaat men een betonouderdom van minder dan 28 dagen. Tijdens de verharding neemt de sterkte van het beton geleidelijk aan toe. Na 28 dagen wordt het verondersteld te naderen tot zijn maximum. In die periode zal de spanning in het beton variëren naargelang de temperatuur en vochtcondities. Zolang de sterkte zijn maximum nog niet heeft bereikt, is de kans groter dat het zal scheuren bij stijgende betonspanning.

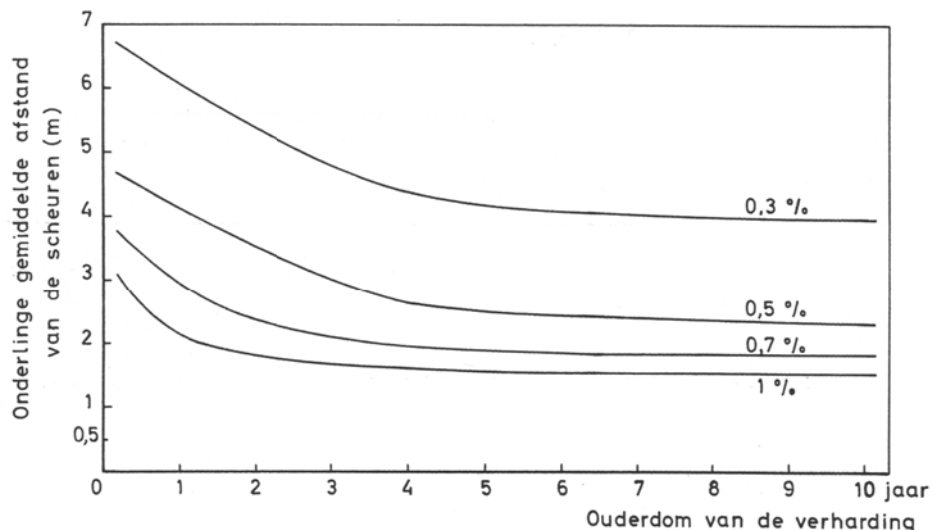


Figuur 27: Interactie tussen de betontreksterkte en betontrekspanning voor jong beton³ [12]

Ook in formule 11 is het duidelijk dat de scheurwijdte afhankelijk is van de betoneigenschappen op het tijdstip van scheuren. Bij het scheuren van beton op een leeftijd van twee dagen bedraagt de betonsterkte slechts ongeveer 50% van de sterkte op 28 dagen. De scheurwijdte zal dan ook kleiner zijn dan van een scheur die op 28 dagen ontstaat. Experimenteel onderzoek [3] toont echter aan dat de scheurwijdte van scheuren die vroeg worden gevormd asymptotisch toeneemt naar de waarde voor de opening die overeenstemt met een betonouderdom van 28 dagen. Daarom stelt men voor om geen rekening te houden met de invloed van betonouderdom in de berekeningen van de scheurwijdte.

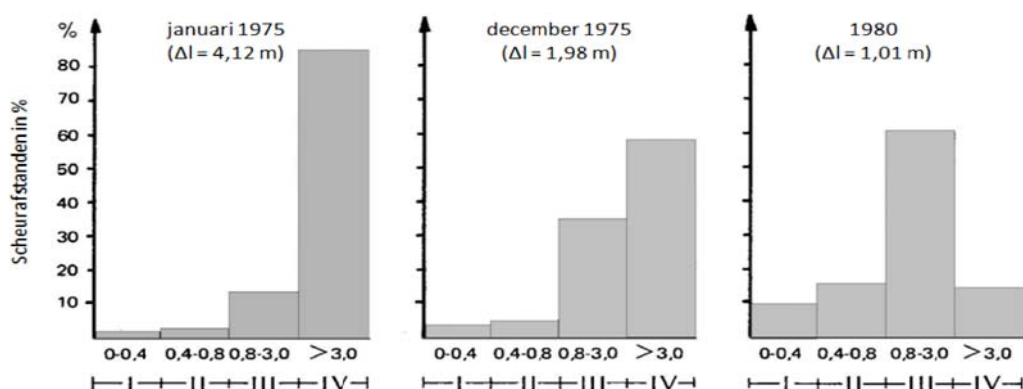
³ 1 psi = 0,0704 kg/cm² en 1 inch = 2,54 cm

Slechts een gedeelte van de scheuren zullen zich onmiddellijk na de aanleg vormen en het scheurpatroon kan in de loop der jaren dan ook nog sterk veranderen. Figuur 28 schetst het verloop van de gemiddelde scheurafstand in functie van de tijd. De daling is sterk in de eerste dagen na aanleg en neemt af gedurende de jaren. Hoe hoger het staalpercentage, hoe sneller het scheurpatroon zich zal voltooien. Voor een wapeningspercentage van 0,7% zou het volledige scheurpatroon zich ontwikkeld hebben na een 4-tal jaar. Dit is ook de periode die door het CROW [5] wordt vermeld. Een andere bron heeft het slechts over 1 à 2 jaar.



Figuur 28: Onderlinge afstand van de scheuren in functie van de tijd [6]

De scheurvorming werd tot nu toe gekarakteriseerd door de gemiddelde scheurafstand. Om echter een beter inzicht te krijgen in hoe de scheurvorming evolueert, beschouwt men een verdeling van de scheurafstanden in klassen. Figuur 29 geeft een voorbeeld van de evolutie van het scheurpatroon van een DGB-verharding op de E9 aangelegd volgens concept 1, maar met verlaagd wapeningsniveau, en in dienst gesteld in oktober 1974. Kort na de aanleg bevindt het merendeel van de scheuren zich in de laatste klasse. Naarmate de scheurvorming zich verder ontwikkelt, neemt het aandeel van die klasse af en wint vooral de 3^e klasse aan scheuren.



Figuur 29: Voorbeeld van de evolutie in de tijd van de scheurvorming [21]

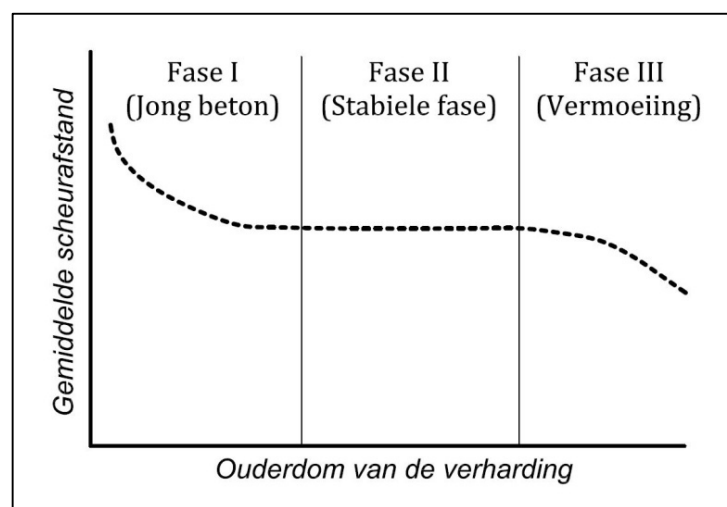
De scheurontwikkeling verloopt in de eerste dagen snel, maar stabiliseert traag. De exacte periode waarover het scheurpatroon zich volledig ontwikkelt, is niet duidelijk. Ervaring leert namelijk dat een nog langere tijdspanne dan 4 jaar ook realistisch is. Zo bewijst het onderzoek van Verhoeven [23] van een DGB-sectie in Bertem aangelegd in juli 1971 volgens concept 1. Tussen 9 en 18 jaar na de aanleg is klasse 1 nog toegenomen van 21,0 % tot 64,2 % en klasse 3 tot een minimum gedaald.

Ouderdom	Gemeten scheurspectrum (% opp.)			
	Klasse 1 0 - 40 cm	Klasse 2 40 - 80 cm	Klasse 3 80 cm - 3 m	Klasse 4 > 3 m
18 jaar	64,2	30,1	5,7	-
9 jaar	21,0	36,8	42,2	-

Figuur 30: Voorbeeld van een trage scheurontwikkeling [23]

Hier is sprake van een heel trage stabilisatie. Dit is een duidelijke trend bij het eerste concept. Bij concept 2 is de evolutie van het aantal scheuren minder uitgesproken. Voor concept 3 zijn hier hieromtrent nog geen studies over gepubliceerd. Vandaar dat in één van de casestudies (Herne) de nadruk ligt op de evolutie van het scheurpatroon.

Beschouwt men een lange termijn, die de levensduur van de verharding benadert, dan is er uiteindelijk nog de invloed van de vermoeiing op de scheurvorming. Figuur 31 schetst de fases van de scheurvorming in DGB. Fase I omvat ongeveer de eerste drie maanden na aanleg waarin het beton scheurt onder invloed van omgevingsbelastingen en interne spanningen. In de tweede fase, die tot 20 à 30 jaar duurt, stabiliseert de scheurvorming en behoudt het DGB zijn goede werking. Gedurende fase III zullen zich opnieuw meer scheuren vormen door het repetitief karakter van de spanningen. Vermoeiing treedt op en de verharding zal uiteindelijk bezwijken. [20]



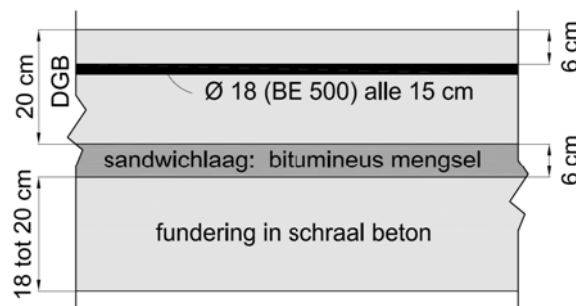
Figuur 31: Fases van scheurvorming in DGB [20]

Hoofdstuk V De evolutie van de Belgische concepten van doorgaand gewapend beton

Het ontwerp van een doorgaand gewapende betonverharding is voornamelijk gebaseerd op empirische modellen die afgeleid zijn van ervaringen in de praktijk. Doorheen de jaren is de standaardpraktijk dan ook twee maal aangepast. Het huidige concept is concept 3. De drie concepten worden hieronder elk uitvoerig besproken en vergeleken volgens hun scheurpatroon. Tevens komt de tweelaagse variant aan bod alsook dunne overlagen in DGB. Daarna wordt er dieper ingegaan op de evolutie van de scheurvorming in de tijd.

V.1. Concept 1

De eerste concept is ontwikkeld uit de ervaringen met de proefvakken en de studiereis naar de USA door Belgische wegebouwingenieurs en onderzoekers in de staal- en cementnijverheid. Het werd ingevoerd in 1970 en was van toepassing tot 1977.



Figuur 32: Opbouw van concept 1

Het wapeningspercentage werd begroot op 0,85% (t.o.v. de betonddoorsnede) op basis van semi-empirische formules. Dit percentage wordt verkregen door staven BE 500 van 18 mm diameter op een tussenafstand van 15 cm. Het 20 cm dikke DGB wordt gestort op een bitumineuze sandwichlaag van 6 cm. De fundering is uitgevoerd in schraal beton.

In tegenstelling tot de orthogonale wapeningsnetten gebruikt in de proefvakken, wordt de dwarswapening nu schuin geplaatst volgens een hoek van 60° met de langswapening. Zo voorkomt men ongewilde scheuraanzetten door een doorsnedeverzwakking ter hoogte van de staven.

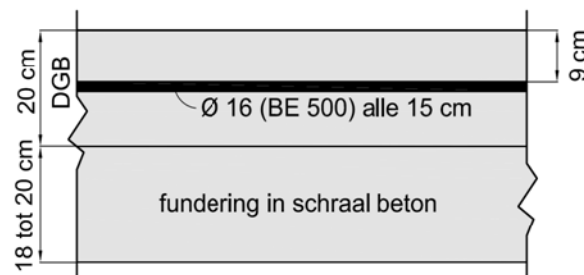
Door het couranter gebruik van glijbekistingsmachines en de dwang om een zo hoog mogelijk rendement te halen werd de consistentiegrens verlegd. De vereiste VeBe-waarde veranderde van 20 s naar 5 s. Dit gaat gepaard met een vermindering in treksterkte van ongeveer 10%. Het wapeningspercentage bleef behouden waardoor het feitelijk als te hoog kan worden beschouwd.

Een verwezenlijking volgens dit concept die nog steeds in gebruik is, is de E40 tussen Brussel en Luik bij Walshoutem. Het gaat hier over een lengte van 91,5 km die werd aangelegd van december 1971 tot december 1972 en ondertussen 38 jaar in dienst is. Over het algemeen is deze weg in goede staat. De ruwe oppervlaktetextuur gaat wel gepaard met veel rolgeluid.

Enkele maanden na de aanleg bedroeg de gemiddelde scheurafstand 1,50 m. In 2008 werd dit door dhr. Stefan Höller opnieuw opgemeten en kwam men op een gemiddelde van 1,16 m. Bijgevolg heeft 77% van de scheuren zich in de eerste maanden ontwikkeld en de andere 23% in de loop der jaren. De conclusies omtrent de goede duurzaamheid die vastgesteld wordt voor Walshoutem mogen doorgetrokken worden naar de meeste uitvoeringen volgens concept 1.

V.2. Concept 2

Concept 1 wordt gekenmerkt door een heterogene scheurverdeling en kleine gemiddelde scheurafstand. Boven de wapeningsstaven was een onvolmaaktheid in de effenheid van het wegoppervlak. Dit was een neveneffect van het verdichten met inwendige trilling. De wapeningsstaaf die relatief hoog in de verharding gelegen is, ging meetrillen bij verdichting. Dit veroorzaakte de oneffenheden. De zopas vermelde waarnemingen waren de aanleiding om tussen 1977 en 1979 het concept te wijzigen. Ook de economische crisis speelde hierin zijn rol.



Figuur 33: Opbouw van concept 3

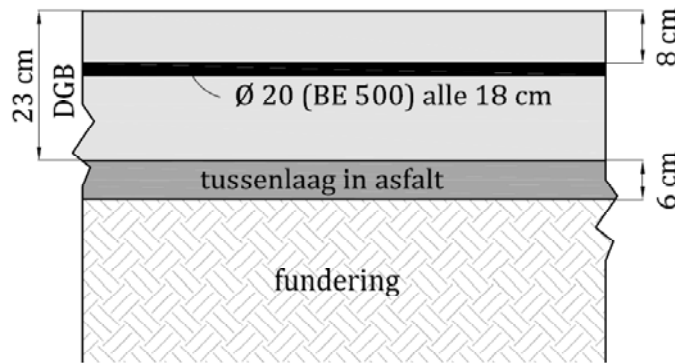
Het wapeningspercentage bij concept 2 daalde naar 0,67% en de stavendiameter werd 16 mm. Dit betekent een staalgewicht van 12 kg/m² in plaats van 15 kg/m². Verder werd het wapeningsniveau dat bij de eerste concept 6 cm onder het rijvak lag, verlaagd tot 9 cm. De langswapening kwam zo ongeveer in het midden van de betonlaag te liggen. Reden voor deze wijzigingen was de groepering van scheuren in concept 1 en de kleine gemiddelde scheurafstand. Met concept 2 was het scheurpatroon veel regelmatig en ook de effenheid van het rijvak was beter.

De verharding werd systematisch uitgevoerd zonder asfalttussenlaag. Dit wegens de economische overwegingen en ook omdat het schraal beton steeds vlakker kon worden uitgevoerd.

Ondanks het regelmatig scheurpatroon, bleek het gedrag van het DGB volgens dit 2^e concept niet goed. Het punch-outfenomeen was hier een vaak voorkomend probleem. De oorzaak van deze schade is te wijten in de niet erosiebestendige fundering.

V.3. Concept 3

Vanaf 1992 werd uitvoerig onderzoek gedaan naar het gedrag van DGB voor zowel concept 1 als concept 2. Dit resulteerde in het huidige concept, concept 3. De grootste wijzigingen zijn de toename van de betondikte naar 23 cm, de stijging van het wapeningspercentage naar 0,75 % en het opnieuw invoeren van de bitumineuze sandwichlaag.



Figuur 34: De opbouw bij concept 1

Het weglaten van de sandwichlaag bij concept 2 was de oorzaak geweest van veel schade aan het DGB. Het terug invoeren ervan is dus een logische en correcte keuze geweest. Dit niet alleen om een waterafsluitende onderlaag te hebben, maar ook wegens de andere functies ervan [5]:

- Zorgen voor een gelijkmatig scheurpatroon
- Scheurremmende laag en voorkoming van reflectie
- Waterafsluitende laag
- Exacte werkhoogte voor wapening
- Vlakke ondergrond zodat betondikte afwijkingen beperkt worden
- Voldoende sterkte bieden voor wegverkeer

Het DGB wordt nu direct na aanleg besproeid met een bindingsvertrager en daarna uitgeborsteld. Op die manier bekomt men een fijn uitgewassen beton dat een goed alternatief vormt voor een geluidsarm en stroef wegdek.

De onderstaande tabel toont een overzicht van de karakteristieken van de 3 concepten. Dit wil niet zeggen dat alle DGB-verhardingen worden of werden aangelegd volgens de opgesomde kenmerken. Deze beschrijven enkel wat de meest voorkomende praktijk was en is.

	Concept 1	Concept 2	Concept 3
Periode	1970 - 1977	1977 - 1995	1995 - ...
Betondikte	20 cm	20 cm	23 cm
Druksterkte beton (28 d.)	72 N/mm ²	60 N/mm ²	70 N/mm ²
Cement	CEM I 42,5 CEM III/A 42,5	CEM III/A 42,5	CEM III/A 42,5
Wapeningspercentage (langs)	0,85%	0,67%	0,75%
Langswapening	Ø 18 alle 15 cm	Ø 16 alle 15 cm	Ø 20 alle 18 cm
Dwarswapening	Ø 12 alle 60 cm	Ø 12 alle 60 cm	Ø 12 alle 60 cm
Elasticiteitsgrens staal	500 N/mm ²	500 N/mm ²	500 N/mm ²
Betondekking	6 cm	9 cm	8 cm
Tussenlaag	6 cm asfalt	geen tussenlaag	6 cm asfalt
Oppervlaktebehandeling	Dwars gegroefd	Dwars gegroefd of grof uitgewassen	Fijn uitgewassen
Luchtbelvormer	Geen	Geen	Wel

V.4. Het tweelaags DGB

Een eerste variant is het tweelaagse DGB. De betonlaag wordt hierbij uitgevoerd als een onderlaag van 18 cm met een toplaag van 5 cm. Voor de toplaag worden kleine granulaten en een hoger cementgehalte. Het voordeel van deze uitvoering is dat men een toplaag kan bekomen van hoge kwaliteit op vlak van rijcomfort en veiligheid. In de onderlaag kunnen goedkopere materialen gebruikt worden. Een toepassing hiervan vindt men op de E34 in Zwijndrecht. Ook in Herne bevindt zich een tweelaagse DGB-verharding, maar wel volgens een iets andere opbouw. Deze verharding wordt verder besproken bij de case-studies.

V.5. Het scheurpatroon van de concepten

Het karakteriseren van het scheurpatroon van een DGB-verharding gebeurt met de gemiddelde scheurafstand. Wegens de grote variabiliteit hierop wordt ook een verdeling van de scheurafstanden beschouwd. De scheurafstanden worden opgemeten en weergegeven in een histogram waarbij de scheuren in afstandsklassen zijn onderverdeeld.

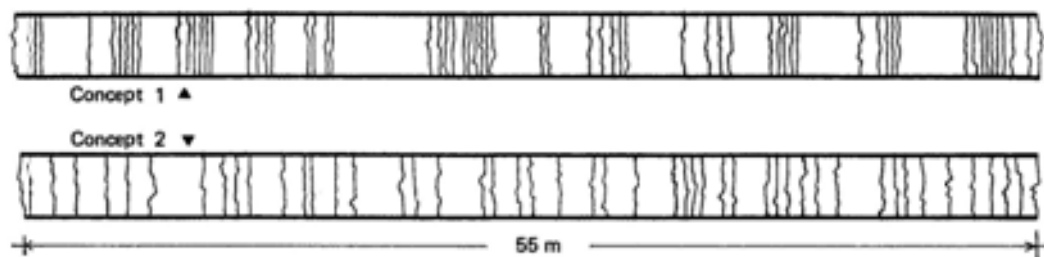
In dit werk worden vier scheurafstandsklassen beschouwd:

Klasse 1:	Scheurafstand < 0,3 m
Klasse 2:	Scheurafstand > 0,3 m en < 0,7 m
Klasse 3:	Scheurafstand > 0,7 m en < 1,4 m
Klasse 4:	Scheurafstand > 1,4 m en < 2,5 m
Klasse 5 :	Scheurafstand > 2,5 m

Het ideale scheurpatroon is een scheurpatroon waarbij zoveel mogelijk scheurenafstanden tussen 0,7 en 1,4 gelegen zijn. De aanbevolen scheurafstandsklasse is dus klasse 3.

Verhardingen met 0,85 % langswapening en een bitumineuze onderlaag, opgemeten door dhr. Karel Verhoeven [23], vertonen een kleine gemiddelde scheurafstand van 40 à 60 cm. Hoewel dit scheurpatroon met zijn dicht bijeen gelegen scheuren theoretisch getuigt van een slecht ontwerp, bleven de meeste verhardingen zich perfect gedragen. Ook de rafeling bleef beperkt. Realisaties die vandaag nog in gebruik zijn en dus een ouderdom van ongeveer 40 jaar hebben, vertonen nog steeds een uitstekend gedrag zoals de studie in Walshoutem door Stefan Höller bevestigt. De zeer kleine gemiddelde scheurafstand die Verhoeven vernoemt, geldt zeker niet voor alle uitvoeringen volgens concept 1. Zo bekomt Höller bijvoorbeeld een gemiddelde scheurafstand van 1,16 voor de DGB-verharding met een ouderdom van 37 jaar op de E40 Brussel-Luik te Walshoutem [8].

Concept 2 wordt getypeerd door een volledig verschillend scheurpatroon. De scheurafstanden zijn er veel regelmatiger en clusters komen maar zelden voor. De gemiddelde scheurafstand bedraagt ongeveer 1,50m. Het verschil met concept 1 wordt verduidelijkt in Figuur 59.



Figuur 35: Vergelijking van scheurpatroon van concept 1 en concept 2

Ondanks zijn regelmatige scheurpatroon kende concept 2 veel problemen. Voornamelijk het punch-out fenomeen kwam vaak voor en bracht grote onderhouds- en herstellingswerken met zich mee.

Waar bij concept 1 na een ouderdom van ongeveer 20 jaar kon gesteld worden dat de verhardingen zich nagenoeg identiek gedragen, is dit bij concept 2 niet het geval. Verschillende secties werden door Verhoeven [23] bestudeerd en opmerkelijk daarin was de grote verscheidenheid tussen de verschillende scheurspectra. Reden hiervoor werd gezocht in de grote variaties die optreden in de wrijving van het DGB met de onderlaag van schraal beton.

Het scheurpatroon uit concept 3 leunt opnieuw dichterbij dat van concept 1. Uitvoerig onderzoek naar het scheurpatroon van concept 3 is nog niet gebeurd. Uit de case-studies, die verder in dit werk worden besproken, kan geconcludeerd worden dat concept 3 opnieuw getypeerd wordt door relatief veel scheurclusters met daartussen grotere scheurafstanden. De stijging van het wapeningspercentage ten opzichte van concept 2 is hier de hoofdrede van. De duurzaamheid op lange termijn is nog niet duidelijk.

Hoofdstuk VI **Factoren die de scheurvorming van DGB beïnvloeden**

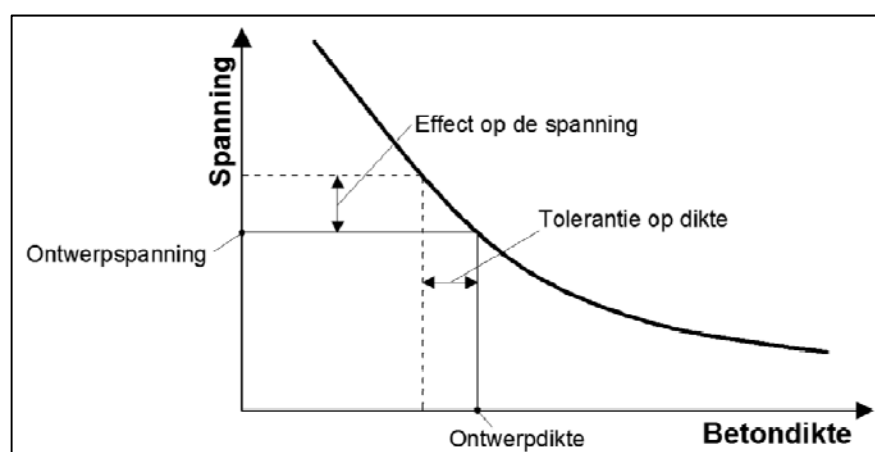
Het scheurpatroon dat zich vormt in DGB hangt af van een hele reeks factoren. Dit hoofdstuk tracht deze verschillende factoren te onderscheiden en voor elk ervan de invloed op het scheurpatroon te beschrijven. Zowel het theoretisch verwachte verband tussen de parameter en het scheurpatroon wordt besproken, alsook resultaten en bevindingen uit verschillende experimenten en onderzoeken die al of niet de theorie ondersteunen.

Bijlage A geeft een samenvatting van een scheuronderzoek uitgevoerd op testvakken in Houston aangelegd in 1990. Voor verder info wordt verwezen naar een rapport van Won [24]. Dit hoofdstuk bevat af en toe verwijzingen naar de bijlage betreffende interessante resultaten uit het onderzoek.

VI.1. De betondikte

In België wordt het doorgaand gewapend beton (voor de bouwklasse B1) meestal aangelegd met een dikte van 23 cm.

Op de betondikte worden toleranties toegestaan. Daardoor zal de betondikte in uitvoering nogal vaak afwijken van de theoretische dikte. Het effect daarvan wordt verduidelijkt in Figuur 36. Het hanteren van een kleinere dikte leidt, bij het gelijk blijven van alle andere karakteristieken, tot een stijging van de betonspanning door het afnemen van de dwarsdoorsnede. Als gevolg hiervan zullen meer scheuren ontstaan. Dit blijft echter op een aanvaardbaar niveau als de tolerantie niet te groot wordt.

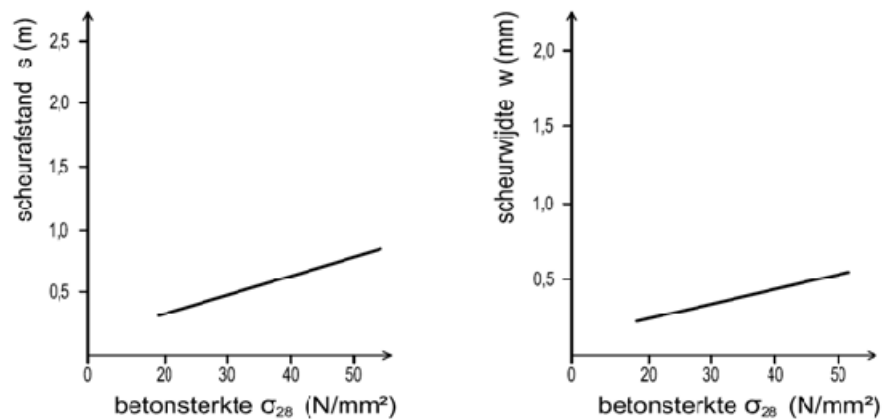


Figuur 36: Effect van diktetolerantie op de betonspanning [18]

Het optreden van grotere diktevariaties over de lengte van het DGB kan wel problemen opleveren. Met een onregelmatige betondikte is het namelijk onmogelijk om tot een regelmatig scheurpatroon te komen en kunnen er zich concentraties van scheuren voordoen die kunnen leiden tot punch-out.

VI.2. De betonsterkte

De treksterkte van het beton heeft een grote invloed op de scheurafstand en –wijde. Een grotere sterkte resulteert in grotere scheurafstanden en bredere scheuren en omgekeerd. Een scheur ontstaat als de trekspanning in het beton de sterkte overschrijdt. Bij een grotere sterkte zal dit overschrijden op minder locaties voorkomen en ontstaan er bijgevolg minder scheuren. De staalspanning in de scheuren ligt nu wel hoger waardoor de scheuren breder zijn.



Figuur 37: Invloed van betonsterkte op scheurafstand en –wijde [5]

De betonsterkte is afhankelijk van de voorgeschreven druksterkte van het beton en is gelegen tussen brede grenzen die minstens 10% afwijken [5]. Dit betekent dat de betonsterkte over eenzelfde betonverharding kan variëren. Heterogene waarden in de treksterkte kunnen clustervorming in de hand werken. Het is dus belangrijk de betonsterkte zo constant mogelijk te houden.

Zowel de betondikte als de sterkte kunnen in werkelijkheid andere waarden aannemen dan in het ontwerp voorgeschreven staat. Bij welke trekkracht het beton effectief zal scheuren is functie van beide waarden. Vandaar dat men beide parameters best samen beschouwt en de opneembare betondrukkracht (die gelinkt is aan de opneembare betontrekkracht) berekent. Dit is gebeurd in een onderzoek van Höller [8]. Voor een aantal uitvoeringen in verschillende landen heeft hij de opneembare drukkracht van de betonverharding voor de eenheidsbreedte (=betonsterkte x betonhoogte) vergeleken met de opgemeten gemiddelde scheurafstand. Er werd echter geen verband vastgesteld. Zowel de verharding met het beste als het slechtste lange termijngedrag hadden een grote opneembare drukkracht. De waarde van de opneembare drukkracht blijkt goed te zijn voor deze verhardingen aangezien de gemiddelde scheurafstand rond de 1 m ligt. Andere factoren liggen hier aan de oorzaak van het al dan niet falen.

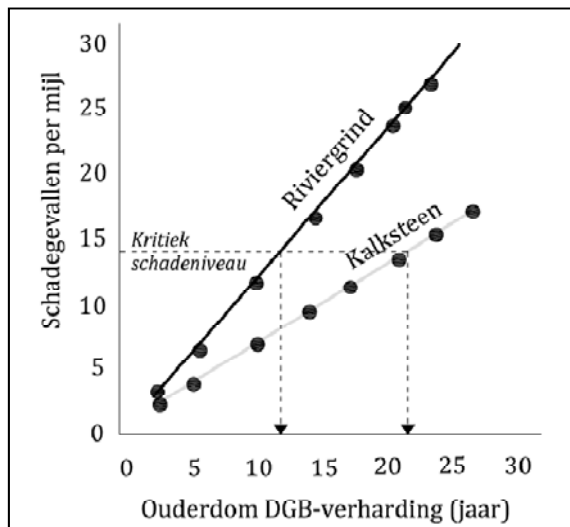
VI.3. De betonsamenstelling

Naast de betonsterkte hebben nog andere betonkarakteristieken een invloed op de scheurvorming namelijk de betonkrimp, de thermische uitzettingscoëfficiënt, de hydratatiewarmte en het luchtgehalte. Deze waarden hangen af van de betonsamenstelling.

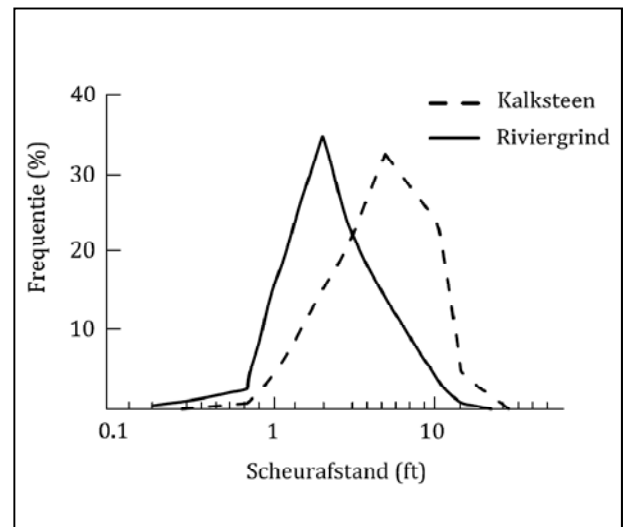
De uitdrogingskrimp is functie van verschillende factoren: de water-cementfactor, de cementsoort, de hoeveelheid cement, de soort en hoeveelheid granulaten en de klimaatsomstandigheden [20]. Om de volumevermindering te minimaliseren, moet de uitdrogingskrimp zo laag mogelijk worden gehouden. Dit is nodig om de scheuren fijn te houden zodat een goed gedrag van het DGB wordt verzekerd. Belangrijk in het beheersen van de uitdrogingskrimp is de nabehandeling. Deze moet met zorg en zo snel mogelijk na de aanleg worden uitgevoerd.

De thermische uitzettingscoëfficiënt van het beton bepaalt hoe groot de volumevariatie zal zijn bij een wijziging van de betontemperatuur. De spanningen en scheurvorming van het beton ten gevolge van de temperatuurswijzigingen zijn bijgevolg functie van de thermische uitzettingscoëfficiënt (λ). Het gebruik van granulaten met een lage λ kan bijdragen tot een goed scheurpatroon waarbij punch-out zo goed als uitgesloten wordt [20].

Voor de testvakken in Houston (U.S.), waarvan sprake in Bijlage A, werden twee soorten granulaten gebruikt. Enerzijds een riviergrind en anderzijds een kalksteen. Het beton met het kalksteen heeft een lagere λ en een lagere elasticiteitsmodulus dan dat met riviergrind. Een lagere thermische λ betekent kleinere spanningen voor een zelfde temperatuursverschil. Hierdoor zullen er zich minder scheuren vormen. Voor het beton met kalksteen als granulaat wordt dan ook een grotere scheurafstand gemeten dan voor de testsecties met riviergrind als granulaat (Figuur 39). De levensduur van de verhardingen met het riviergrind was 10 jaar korter dan die met kalksteen (Figuur 38). De kleinere scheurafstand bij het DGB met riviergrind leidde tot punch-out en bijgevolg faalde de verharding eerder. De thermische uitzettingscoëfficiënt van het DGB blijkt één van de meest beïnvloedende factoren [20]. Het is echter niet altijd mogelijk om het meest optimale granulaat te gebruiken. Wegens economische redenen gebruikt men granulaten die gemakkelijk beschikbaar zijn. Daarnaast moeten de granulaten ook aan andere fysische en mechanische eisen voldoen. Zo zijn er de verbrijzelingsweerstand, de slijtweerstand en de weerstand tegen polijsten. Zeker voor wegenbeton worden grote weerstanden vereist aangezien de verharding sterk belast wordt. Kalksteen voldoet niet aan de gestelde eisen en wordt daarom ook niet gebruikt in de wegenbouw als granulaat ondanks de grote beschikbaarheid ervan in België en de lage thermische uitzettingscoëfficiënt.

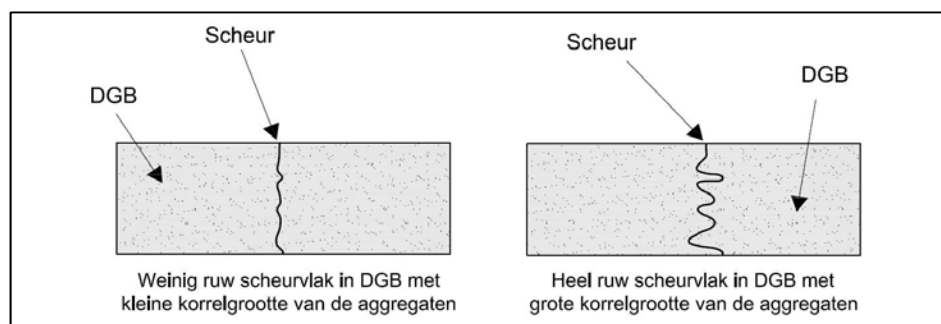


Figuur 38: Verband tussen schade en ouderdom [20]



Figuur 39: Verdeling van de scheurafstand [20]

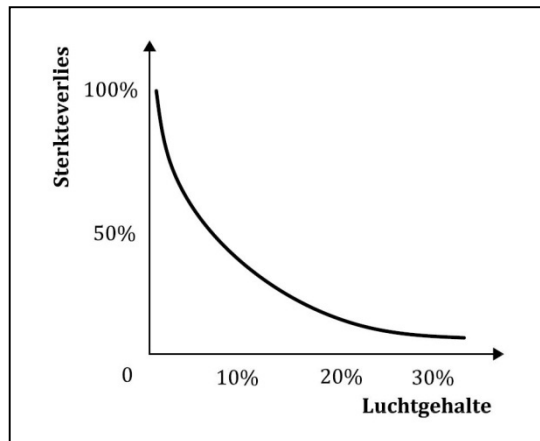
De korrelgrootte van de granulaten in het beton heeft een invloed op de ruwheid van de scheurvlakken en dus op de werking van het DGB. De dwarskrachtoverdracht over de scheuren wordt deels verzorgd door de langswapening, maar is vooral voor een groot stuk afhankelijk van de haakweerstand over de scheurvlakken. Grotere korrels zullen zorgen voor een ruwer oppervlak en dit leidt tot een betere haakweerstand (Figuur 40). De korrelgrootte heeft dus geen effect op de scheurvorming, maar wel op het gedrag van het DGB.



Figuur 40: Effect van korrelgrootte op de ruwheid van de scheurvlakken [15]

De hydratatiwarmte die ontstaat bij chemische reactie van cement met water beïnvloedt de sterkteontwikkeling en de ontwikkeling van de elasticiteitsmodulus. De eerste uren na de aanleg van het DGB zal de hydratatiwarmte bijdragen tot een stijging van de betontemperatuur. Hoe groter deze temperatuurstijging, hoe groter de temperatuursval erna zal zijn. Dit leidt tot grotere spanningen en bijgevolg zullen er zich meer scheuren vormen. De hoeveelheid warmte die vrijkomt bij de hydratatie is afhankelijk van de hoeveelheid cement en van de cementsoort. Hoe groter het aandeel portlandcementklinker in het cement, hoe hoger de hydratatiwarmte is. Daarnaast geldt ook dat voor een fijner gemalen cement de warmte sneller vrijkomt. Hoogovencement ontwikkelt een lage hydratatiwarmte. Dit komt door het hoge aandeel aan hoogovenslak. Hoogovenslak reageert trager dan portlandcementklinker en ook de ontwikkelde warmte is kleiner.

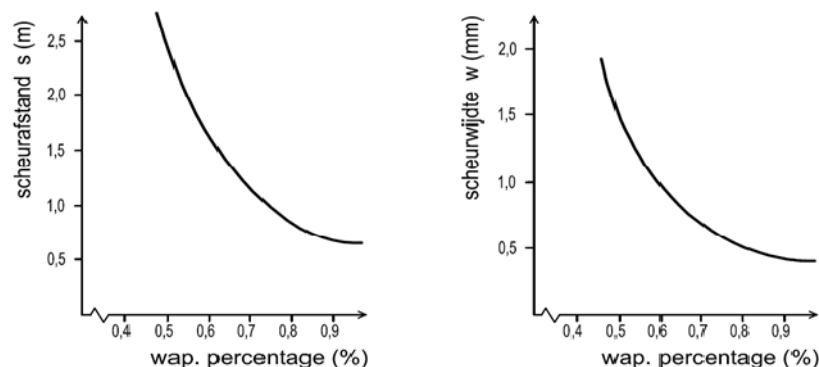
De laatste betonkarakteristiek die een effect heeft op het scheurpatroon is het luchtgehalte. Het gebruik van een luchtbelvormer wordt bijna steeds verplicht omdat het vorstschade kan voorkomen. Een toename van het luchtgehalte in het beton betekent een vermindering van betonsterkte (Figuur 41). Aangezien het luchtgehalte steeds voorgeschreven wordt bij de aanbesteding, is vooral het constant houden van het luchtgehalte in de aanmaak van het beton belangrijk. Dit is nodig om een gelijkmatige sterkte van het beton te bekomen en dus ook een gelijkmatig scheurpatroon.



Figuur 41: Invloed van het luchtgehalte op de betonsterkte

VI.4. Het wapeningspercentage

Het optimaal wapeningspercentage is een functie van de materiaaleigenschappen van het beton en de omgevingsfactoren tijdens de aanleg en erna. Een wapeningspercentage minder dan het optimum zal resulteren in grotere scheurafstanden en –openingen. Hierdoor kan de duurzaamheid en de goede werking van het DGB in gevaar komen. Ook is het belangrijk dat het wapeningspercentage hoog genoeg is. Dit moet voorkomen dat het staal in een initiële scheur overbelast wordt door het scheuren van het omgevende beton, nog voordat de elasticiteitsgrens van het staal is bereikt. Te veel langswapening zal dan weer leiden tot veel scheuren met kleine scheurwijdte waardoor de stijfheid van de plaat afneemt en ook de investeringskost onnodig groter wordt.



Figuur 42: Illustratie van de invloed van het wapeningspercentage op het scheurpatroon [5]

Een kleine scheurwijdte (< 0,5 mm) en een matige tot grote scheurafstand van 0,8 à 1,5 m worden als ideaal beschouwd. Een grote scheurafstand komt overeen met een laag percentage en een kleine scheurwijdte met een hoog percentage (Figuur 42). Het optimaal wapeningspercentage voor beide eisen zal dus niet dezelfde waarde hebben. Het vastleggen van het wapeningspercentage vereist bijgevolg een compromis.

Er werd reeds vermeld dat de gerealiseerde betondikte in de praktijk niet altijd overeenstemt met de ontwerpdikte. Bijgevolg zal er een verschil bestaan tussen het theoretische voorgeschreven wapeningspercentage en de werkelijke waarde ervan. In het merendeel van de gevallen zal de dikte iets minder bedragen en worden zo vaak kleinere werkelijke wapeningspercentage bekomen. Maar omgekeerd is uiteraard ook mogelijk. Tabel 3 geeft een idee van het effect van een verschil in betondikte op het wapeningspercentage, bij gelijkblijvende wapening. Een dikte van 23 cm werd hierbij als referentie genomen. Een verschil van 2 cm in dikte leidt ongeveer tot een verschil van 0,06 % in wapeningspercentage. Dat is een afwijking van 8 % op het theoretische wapeningspercentage.

Betondikte (cm)	21	21,5	22	22,5	23	23,5	24	24,5	25
Wapeningspercentage (%)	0,831	0,812	0,793	0,776	0,759	0,743	0,727	0,712	0,698

Tabel 3: Effect van een verschil in betondikte op het wapeningspercentage

Höller trekt in zijn studie [8] de conclusie dat bij wegen met een lage verkeersbelasting een lagere wapeningsgraad voldoet om toch tot een goed gedrag te komen.

VI.5. De elasticiteitsgrens van het staal

In het SB 250 staat een elasticiteitsgrens van het staal voorgeschreven van 500 N/mm². Een hogere waarde (bijvoorbeeld 600 in plaats van 500 N/mm²) levert extra veiligheid bij het voorkomen dat het staal overbelast raakt, als hierbij hetzelfde wapeningspercentage wordt toegepast. De extra veiligheid kan nodig zijn op plaatsen met lokale overdikten of waar een overlaging wordt aangebracht. Op die plaatsen zal een scheur zich pas vormen bij een hogere betonspanning. Voor het staal dat door de scheur loopt zal de trekspanning dus ook groter zijn.

Ook uit het oogpunt van de verwerking vermindert het risico op plooiën of blijvende vervormingen van het staal nog voor het beton wordt aangebracht, door het gebruik van staal met een hogere elasticiteitsgrens.

Beschouwt men opnieuw formule 5 voor het bepalen van het wapeningspercentage:

$$\omega = \frac{f_{ctm}}{f_s - \varepsilon_c E_s} \quad (5)$$

dan wordt duidelijk dat het gebruik van staal met een hoge elasticiteitsgrens de vermindering van de hoeveelheid te verwerken staal mogelijk maakt. Een toename van f_s betekent namelijk een daling van het wapeningspercentage ω . Deze daling heeft echter tot gevolg dat de staalspanningen zullen toenemen en dit heeft dan weer zijn effect op de scheurwijdtes. Een eenvoudige uitdrukking voor de scheuropening wordt gegeven door volgende formule:

$$w = \frac{\sigma_{s,scheur}}{E_s} l_t \quad (13)$$

waarin $\sigma_{s,scheur}$ de gemiddelde staalspanning over de verankeringslengte voorstelt. De verhouding van de spanning tot de elasticiteitsmodulus is gelijk aan de rek van het staal over de verankeringslengte. Om de verlenging te berekenen vermenigvuldigt men deze waarde nog met de verankeringslengte. Het resultaat is de scheurwijdte. Als er staal gebruikt wordt met een hogere elasticiteitsgrens, daalt het vereiste wapeningspercentage, maar nemen de staalspanningen hierdoor toe. De elasticiteitsmodulus E_s daarentegen blijft voor verschillende staalsoorten nagenoeg constant. Uit formule 13 volgt dan dat de scheurafstand zal toenemen. Dit verschijnsel is niet gewenst.

VI.6. De diameter en tussenafstand van de langswapening

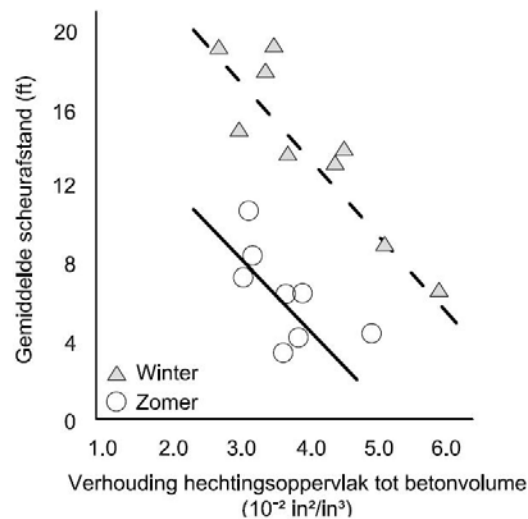
Om een bepaald wapeningspercentage te verwezenlijken maakt men een keuze voor de wapeningsdiameter en bijhorende tussenafstand van de langsstaven. Volgend verband is geldig:

$$S = \frac{\varnothing^2 \cdot \pi}{4 \cdot h \cdot \omega} \cdot 100 \quad (14)$$

Waarin: S = tussenafstand wapening [mm]
 $\varnothing$ = diameter van de langsstaven [mm]
 h = betondikte [mm]
 ω = wapeningspercentage [%]

Men tracht een zo verdeeld mogelijke wapening te plaatsen. Dit betekent dus een kleine staafdiameter en een kleine tussenafstand. De tendens naar kleinere diameters wordt echter begrensd door een minimum afstand tussen de staven met betrekking tot het aanbrengen en verdichten van het beton. De eis voor een goede verwerking zal een minimum tussenafstand van de staven, en bijgevolg ook minimum staafdiameter, opleggen.

Naast een goede verdeling van de wapening over de dwarsdoorsnede, zorgen kleinere diameters er ook voor dat het hechtingsoppervlak tussen staal en beton toeneemt. Door een grotere hechting verkleint de verankeringslengte en bijgevolg ook de scheurwijdte. Wat de scheurafstand betreft, toont een onderzoek van TxDOT aan dat er een lineaire relatie bestaat tussen de gemiddelde scheurafstand en het hechtingsoppervlak voor de langse wapening [20] (Figuur 43). In paragraaf III.8 werd de relatie tussen de verankeringslengte en de gemiddelde scheurafstand bij een volledig ontwikkeld scheurpatroon reeds verduidelijkt.



Figuur 43: Relatie tussen scheurafstand en hechtingsoppervlak [20]

Een onderzoek van Braam [3] toont aan dat er geen verband bestaat tussen de scheurwijdte en de afstand van het betonoppervlak tot de dichtst gelegen langsstaaft. Voor een individuele dwarsscheur wordt dus geen statistisch verschil opgemeten voor de scheuropening net boven een staaf en deze tussen twee langsstaven in. Dit betekent dat de verdeeldheid van de wapening voor de onderzochte realisaties voldoet om zich als een homogene werkende wapening te gedragen.

VI.7. De hoogteligging van het wapeningsnet

Twee belangrijke overwegingen dienen te worden gemaakt bij het bepalen van de verticale positie van het wapeningsstaal. Enerzijds is het zo dat de krimpeffecten door uitdroging en de temperatuursvariaties een grotere impact hebben aan de bovenzijde van de verharding dan aan de onderkant. Dit kan resulteren in bredere scheuropeningen ter hoogte van het betonoppervlak. Uit dit oogpunt is het dus belangrijk om de wapening dicht tegen het oppervlak te plaatsen om zo de scheurwijdte te beheersen en de goede dwarskrachtoverdracht te verzekeren. Anderzijds zal een hoger gelegen wapening het risico op blootstelling aan chloriden door dooizouten vergroten. Dit kan leiden tot corrosie. Vanuit deze twee overwegingen wordt over het algemeen beslist om de wapening te plaatsen tussen een derde en de helft van de betondikte gemeten vanaf het betonoppervlak [15].

Ook door het CROW [5] wordt aangeraden de wapening op 35 tot 50% van de plaatdikte vanaf de betonbovenzijde aan te brengen zodat voldoende betondekking is aan boven- en onderzijde. De wapening zal zich steeds op een diepte van 6 cm of meer bevinden. Dit verzekert ruim dat het carbonatatiefrent de wapening niet zal bereiken tijdens de levensduur.

In de Verenigde Staten maakt men soms de keuze om de wapening aan te brengen in twee lagen. Dit wordt toegestaan als de betondikte groter wordt dan 33 cm [15]. Men is ervan overtuigd dat deze plaatsing niet alleen helpt om een optimale verankering te verwezenlijken, maar ook om de

scheurafstanden te beheersen en de mogelijkheid te hebben om wapening dicht bij het oppervlak te plaatsen om zo de scheurwijdte door uitdrogingskrimp en temperatuursdalingen te verminderen. In België wordt dit nooit toegepast aangezien één wapeningslaag volstaat en het vervaardigen van een dubbellaagse wapening niet gemakkelijk is.

De diepte waarop de langswapening wordt aangebracht blijkt dus een belangrijke factor te zijn in het beheersen van de scheurwijdte. Dit volgt ook uit de langetermijneveldonderzoeken die werden uitgevoerd in onder andere Illinois en België [15]. Hoe hoger de ligging van de wapening, hoe kleiner de scheuropeningen. Dit resulteerde ook in minder punch-out en er waren minder herstellingen nodig op lange termijn.

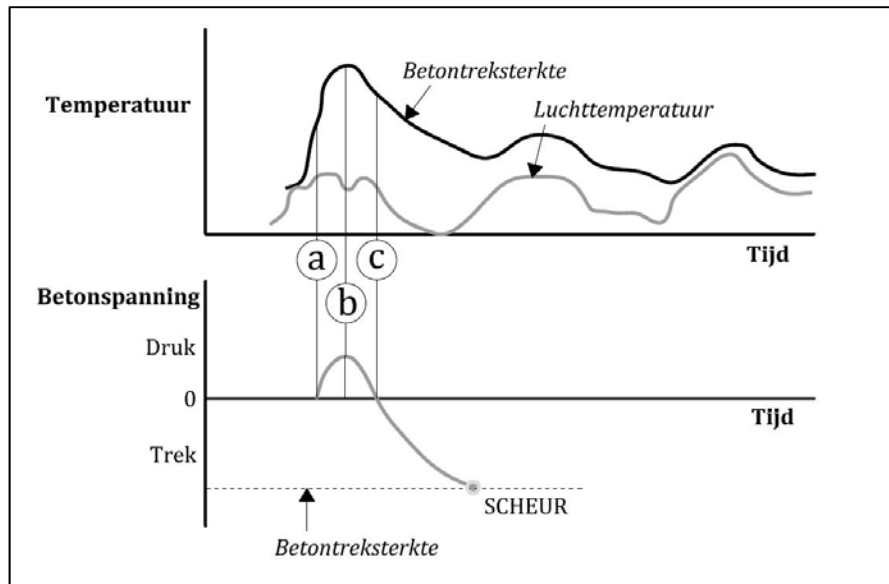
Voor de standaardpraktijk in België bedraagt de betondekking 8 cm. Het middelpunt van de langswapening komt hiermee op een diepte van 9 cm te liggen wat overeenkomt met 39% van de plaatdikte. Hiermee worden goede resultaten bekomen. De daling van 9 cm betondekking naar 8 cm bij de laatste conceptwijziging zal vermoedelijk gebeurd zijn naar aanleiding van bovenstaande redenering.

VI.8. De dwarswapening

Dwarswapening heeft vooral als functie de langswapening te ondersteunen en op hoogte te houden. Het heeft geen scheurverdelende functie en zal de scheurvorming ook niet beïnvloeden. Om te voorkomen dat de dwarswapening een verzwakking van de betondoorsnede zou betekenen, wordt ze onder een hoek van 60° met de langswapening geplaatst (in plaats van loodrecht erop).

VI.9. Het temperatuurverschil in aanleg en gebruik

Figuur 44 verduidelijkt het verband tussen de omgevingstemperatuur en het scheuren van het beton. Net na de aanleg van het DGB (punt a) heeft het beton een bepaalde temperatuur en heersen er geen spanningen. Daarna begint het beton te verharden en de hydratatiewarmte ontwikkelt zich. Hierdoor stijgt de betontemperatuur en bevindt het beton zich in druk. Op het ogenblik dat de warmteontwikkeling de warmteverliezen aan de omgeving evenaart, bereikt het beton zijn maximale temperatuur (punt b). Daarna koelt het opnieuw af en gaat het over van druk naar trek (punt c). Wanneer de trekspanning in het beton de treksterkte overschrijdt, vormt er zich een scheur. Op de figuur is duidelijk te zien dat de betontemperatuur in het begin hoger ligt dan de omgevingstemperatuur door de interne warmteontwikkeling. Naarmate de tijd vordert stemt de curve van de betontemperatuur beter overeen met deze van de omgevingstemperatuur, mits een afvlakkings- en vertragingseffect.



Figuur 44: Verband tussen temperatuur en scheurvorming [20]

Bij een aanleg in warme omstandigheden zal de maximale betontemperatuur van punt b in Figuur 44 hoger liggen dan bij een aanleg in koude omstandigheden. De navolgende temperatuursdalingen zullen bijgevolg groter zijn ten opzichte van de hoger gelegen referentietemperatuur. Dit leidt tot een kleinere scheurafstand. Een warme omgevingstemperatuur betekent ook meer verdamping aan het betonoppervlak, wat de uitdrogingskrimp versnelt. Ook een grote windsnelheid kan hiertoe leiden. Dit kan worden vermeden door een snelle nabehandeling. Koude aanlegtemperaturen resulteren in minder scheurvorming. De scheuropening is kleiner en de krachtsoverdracht over de scheuren bijgevolg groter.

Het moment van de dag kan een grote invloed hebben op het ontwikkelde scheurpatroon. Een DGB-verharding zal over zijn gehele lengte worden aangelegd bij verschillende omgevingstemperaturen naargelang het tijdstip. Een optimaal tijdstip van aanleg bij warm weer is de late namiddag of de vroege avond. Dan zal de betontemperatuur zijn piekwaarde op een ander ogenblik bereiken dan de omgevingstemperatuur. Dit leidt tot een kleinere temperatuursdaling en een uniformer scheurpatroon.

Het temperatuurseffect kan ook op jaarbasis worden beschouwd. Bij een aanleg in de zomer wordt er een kleiner scheurafstand vastgesteld dan wanneer de verharding werd aangelegd in de winter. De warmere temperaturen geven aanleiding tot een sterke krimp waardoor er een snelle stabilisatie van de scheuren is. De eerste scheuren die zich ontwikkelen bij een zomerse aanleg worden in de levensloop het zwaarst belast en zijn herkenbaar als brede scheuren. Een verharding die wordt aangelegd in de winter wordt gekenmerkt door een grote scheurafstand en een trage stabilisatie van de scheurvorming.

Voor een toepassing wordt opnieuw verwezen naar Bijlage A. De sectie die werd aangelegd in de zomer heeft duidelijk een kleinere gemiddelde scheurafstand over alle vakken dan de sectie aangelegd in de winter. Een hoge omgevingstemperatuur bij aanleg bleek de tweede meest

beïnvloedende factor te zijn voor het falen, na de granulaatsoort. Höller [8] stelt verder nog vast dat er voor DGB aangelegd op warmere momenten meer scheuren schuin lopen en vertakken dan bij vakken aangelegd in koudere perioden. Daar waar de scheuren samenkomen, is het gevaar voor punch-out groot.

De omgevingstemperatuur is een factor die niet te beheersen is. Bij de aanleg van DGB wordt hier dan ook geen rekening mee gehouden. Extreme temperaturen dienen echter vermeden te worden, zoals vriesperiodes en momenten van meer dan 30° aangezien de faalgraad van de verharding hierbij sterk stijgt [24].

VI.10. De kleef met onderlaag

De kleef tussen de betonplaat en de onderliggende laag is een belangrijke parameter in het scheurgedrag. Een grotere kleef gaat gepaard met een grotere fixatie van de betonplaat. Er worden grotere spanningen opgebouwd in het beton en bijgevolg zullen er meer scheuren ontstaan. Een goede aanhechting zal verder nog de trekspanning in het staal dat door een scheur loopt verminderen. Hierdoor worden ook de scheuropeningen kleiner.

In België werden voor de onderliggende laag van het DGB al twee varianten gehanteerd: een asfaltlaag voor concept 1 en 3 en voor concept 2 werd het DGB rechtstreeks op de schraal betonfundering gestort. Deze twee categorieën van onderliggende laag hebben een verschil in aanhechting en in gedrag. Asfalt is een visco-elastisch materiaal waardoor het de kleine vervormingen van het beton kan volgen. Schraal beton daarentegen is een star materiaal. Toch heeft men in het grootste deel van de gevallen een betere weerstand tegen afschuiving met een onderlaag in asfalt [13]. Resultaten van afschuifproeven op kernen geboord uit verschillende autosnelwegen en gewestwegen [17] leiden tot de volgende besluiten:

- Bij DGB-verhardingen met een asfalttussenlaag wordt over het algemeen na lange termijn nog steeds een goede kleef waargenomen.
- Een mindere kwaliteit van asfalt kan leiden tot veel schadegevallen.
- Schraal beton geeft doorgaans minder goede kleef, maar bij een goed verzorgde en opgevolgde uitvoering kunnen toch grote waarden worden verkregen. De spreiding blijft echter groot.

Ook Verhoeven kwam in 1990 [22] al tot de conclusie dat de kleef beton-asfalt betrouwbaarder en homogener is dan deze van beton-beton en beton-schraal beton. De kleef zal afnemen in de tijd. Voor schraal beton blijkt deze vermindering groter dan voor asfalt [17]. Er kan geconcludeerd worden dat het gebruik van een asfalttussenlaag zeker is aan te bevelen. De kleef is homogener dan met een schraal betonfundering dus ook het scheurpatroon zal regelmatig zijn.

In het werk van Höller [8] worden verschillende uitvoeringen vergeleken op vlak van hun scheurpatroon en het type onderliggende laag. Twee types komen aan bod: de asfalttussenlaag en uitvoeringen waarbij het DGB wordt gestort op schraal beton. In de scheurspectra is een duidelijke

invloed van de soort tussenlaag te bemerken. Bij het gebruik van de asfalttussenlaag zijn er relatief veel scheurafstanden kleiner dan 0,3 en behoren er minder tot de 'ideale' scheurklasse van 0,7 tot 1,3 m. De uitvoeringen met beton op beton leunen beter aan bij wat de ideale scheurverdeling werd genoemd. Toch werd er bij deze verhardingen sneller schade waargenomen. Ook hier volgt dus het besluit dat asfalt zich beter leent als onderliggende laag voor DGB dan beton.

VI.11. De hechting tussen staal en beton

De grootte van de hechting tussen het staal en beton heeft hetzelfde effect op de scheurvorming als de diameter van de wapeningsstaven. Hoe hoger de aanhechting, hoe kleiner de verankeringslengte en de scheuropening. Bij een lagere aanhechting krijgt men bredere scheuren en grotere scheurafstanden. Een goede en uniforme hechting tussen staal en beton is dus gewenst.

VI.12. De eindconstructie

Het type eindconstructie heeft geen invloed op het scheurpatroon in het 'continue' deel van de verharding, maar wel op de scheurvorming in de actieve lengte. Hoe sterker de vervorming belemmerd wordt, hoe kleiner de actieve lengte is en hoe groter ook de spanningen in de actieve lengte zullen zijn. Het gebruik van verankeringsribben zal bijgevolg leiden tot een kleinere scheurafstand in de actieve lengte dan bij het gebruik van een constructievoeg. Voor een kleinere verplaatsing van de uiteinden zal ook de kleeft tussen het DGB en het asfalt beter behouden blijven. Ook hierdoor ontstaan meer scheuren.

Over de lengte van het verankeringslandhoofd wordt de langswapening verdubbeld. Deze dubbele wapening verstijft het geheel en zorgt ervoor dat de verharding niet gaat opstuiken bij grote drukkachten. In de verankeringszone worden er, bij een goede en zorgvuldige aanleg, geen scheuren gevormd. Indien er zich toch enkele scheuren vormen, betekent dit echter niet dat de uitvoering in slechte staat is. De dubbele wapening zal er namelijk voor zorgen dat de scheuren mooi gesloten blijven.

VI.13. Het aanleggen van de DGB-verharding

Een continue aanleg van de DGB-verharding is nodig om een uniform scheurpatroon te verkrijgen. Dit hangt af van een constante en gelijkmatige toelevering van het verse beton en een snelle verwerking ervan eens het op de werf aanwezig is. Bij het transport van de betoncentrale naar de werf bestaat de kans op file. Dit heeft een effect op het homogeen zijn van het DGB. Een mogelijkheid om dit te vermijden is een mobiele betoncentrale in de nabijheid van de werf. Ook problemen met of defecten van de glijbekistingsmachine die leiden tot het onderbreken van de aanleg, kunnen de uniformiteit sterk verstoren. Niet enkel het aanleggen van het doorgaand beton moet met zorg gebeuren, ook de nabehandeling is van groot belang in de duurzaamheid van de verharding. Dit werd hierboven al meermaals aangehaald.

VI.14. Relatieve invloed en beheersbaarheid van de factoren

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de verschillende factoren die de scheurvorming kunnen beïnvloeden, samen met een beoordeling van de grootte van de invloed. Daarnaast vermeldt de tabel ook de mate waarin de factoren kunnen beheerst worden en of de factor is vastgelegd in de voorschriften omtrent DGB-verhardingen.

Veel factoren hebben te maken met de nauwkeurigheid en zorgvuldigheid van uitvoeren, zoals een gelijkmatige betonsterkte en -dikte over de volledige lengte, het bekomen van een goede kleef met de onderlaag en een goede hechting tussen staal en beton en het op tijd nabehandelen. Niet alles ligt echter in handen van de aannemer. Zo is de omgevingstemperatuur niet te beheersen en kunnen onvoorziene defecten of tegenslagen altijd voorkomen.

INVLOEDSFACTOREN	Invloed op scheur- vorming	Beheers- baarheid	Vast- gelegd?	<u>Opmerkingen</u> Samenstelling te kiezen, maar met opgelegde voorwaarden Tegenslagen en defecten zijn niet altijd te vermijden
Betondikte	**	***	ja	
Betontreksterkte	***	**	ja	
Betonsamenstelling	***	**	+/-	
Wapeningspercentage	***	***	ja	
Elasticiteitsgrens staal	*	***	ja	
Diameter + tussenafstand staal	*	***	ja	
Hoogteligging wapening	**	***	ja	
Temperatuursverschillen	***	/	neen	
Kleef met de onderlaag	***	**	neen	
Hechting tussen staal en beton	**	**	neen	
Eindconstructie	*	***	ja	
Het aanleggen van DGB	***	**	neen	

(*** heel groot ; ** groot ; * matig ; / geen, niet)

Wat de betonsamenstelling betreft, staan er in het standaardbestek en het specifieke bestek van de aanneming veel eisen beschreven. Deze hebben betrekking op het luchtgehalte, verplicht gebruik van plastificeerders, water-cementfactor, betonsterkte, maximale granulaatafmeting, korrelverdeling... Binnen deze eisen kan de aannemer zelf de samenstelling bepalen.

Hoewel de belangrijkste factoren hier zeker aan bod zijn gekomen, blijven er factoren bestaan waarvan de invloed op de scheurvorming nog niet duidelijk is. Zo zijn er bijvoorbeeld de langs- en dwarsheiling van de rijstrook en de hulpstoffen in het beton waaronder plastificeerders. Men zou hiernaar onderzoek kunnen doen, maar de vraag is of het effect van deze factoren groter zal zijn dan

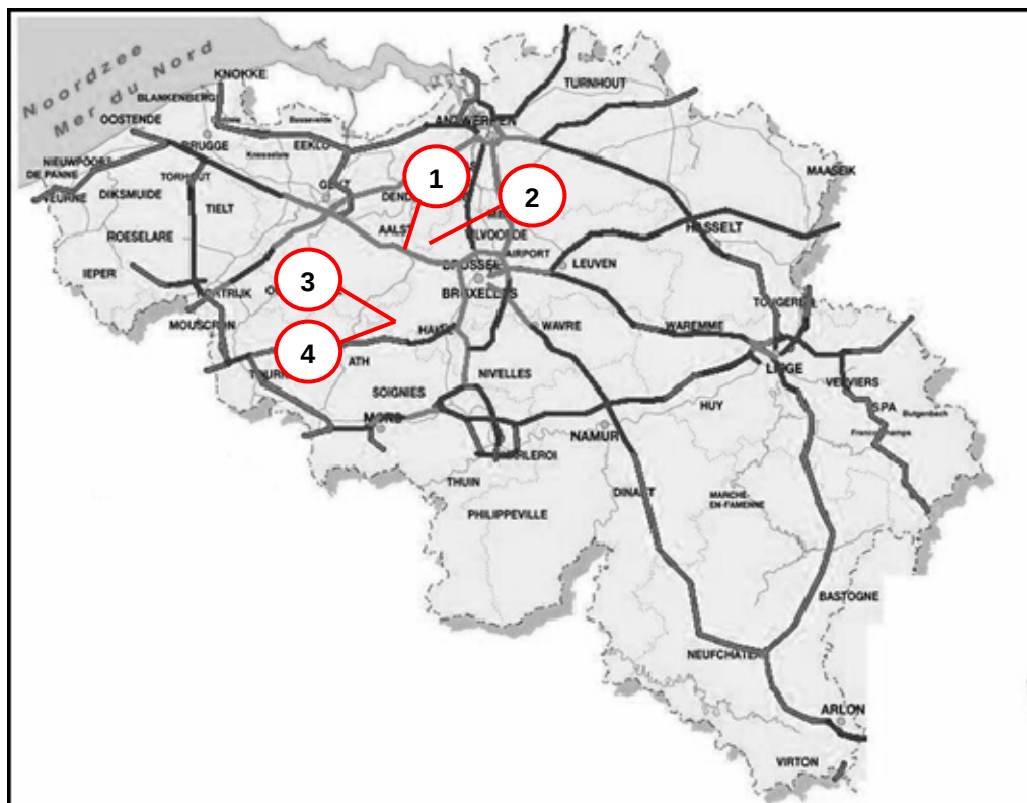
de variaties in de andere karakteristieken. Er zal namelijk altijd een onzekerheid zijn over de exacte waarden van de betonsterkte, de hechting, de wrijving,... De effecten op de scheurvorming van deze onzekerheden kunnen groter zijn dan de effecten van de nog ongekende factoren. Onderzoek zal dan maar weinig bruikbaar resultaat opleveren.

.

Hoofdstuk VII Case-studies

Uit de vele aangelegde kilometers DGB in België worden drie wegvakken uitgekozen om van naderbij te bestuderen. Twee ervan zijn recente uitvoeringen uit 2009, namelijk de N9k te Asse en de E40 te Affligem. Daarnaast worden ook de twee wegvakken uit 1996 in Herne besproken. Deze laatste maakten deel uit van een reeks proefvakken geluidsarme verhardingen. De casestudies bestaan enerzijds uit het verzamelen van gegevens omtrent de aanleg, opbouw en karakteristieken van het DGB en anderzijds uit het manueel opmeten van de scheurafstanden en een visuele evaluatie van de scheurwijdte. Uit deze informatie wordt getracht een verband te leggen tussen de parameters en het opgetekende scheurpatroon. Het is belangrijk in het achterhoofd te houden dat de bestudeerde zones steeds een momentopname uit de aanlegfase zijn. Dit betekent dat de betonkarakteristieken kunnen variëren over de aangelegde lengte. Verder zijn ook de omgevingsfactoren bij aanleg en direct erna veranderlijk (voor- of namiddag, vorst of hitte, regen en wind,...).

Ref.	Locatie	Weg nr.	Periode van aanleg	Soort
1	Affligem	E40	09/'09	Geluidsarm beton 0/20
2	Asse	N9k	02/'08 & 04/'08	Geluidsarm beton 0/22
3	Herne	N255	05-08/'96	Fijn beton 0/7
4	Herne	N255	05-08/'96	Zeer open beton 0/7



Figuur 45: Situering van de bestudeerde DGB-verhardingen

VII.1. Case-studie 1: Affligem

VII.1.1. Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB



Figuur 46: Net aangelegd DGB op de E40

Omschrijving:

Vernieuwen van de wegverharding op de E40 te Affligem tussen kilometerpunt 12,0 en 15,1 door een inlay van doorgaand gewapend beton.

Bestudeerde zone:

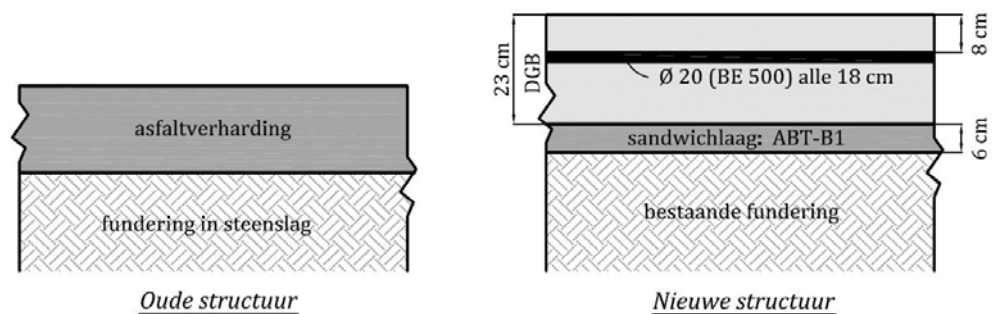
Pechstrook en eerste rijstrook richting Gent

Start aanleg: woensdag 23 september 2009 om 20u

Einde aanleg: zaterdag 26 september 2009 om 2u15

Opbouw:

Bij het vernieuwen van de verharding blijft de fundering behouden en wordt een deel van het asfalt afgefreest naargelang de vrije hoogte die moet verzekerd worden. De opbouw van de nieuwe structuur is volgens bouwklasse B1, dus met 6 cm asfalt en 23 cm DGB (Figuur 47).

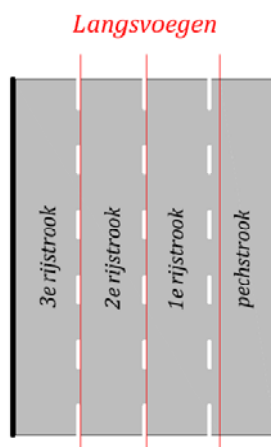


Figuur 47: Opbouw van de oude en nieuwe wegstructuur

Wapening en voegen:

Langswapening BE 500: Ø 20 alle 18 cm

Dwarswapening BE 500: Ø 12 alle 70 cm onder een hoek van 60°



Figuur 48: De langsvoegen

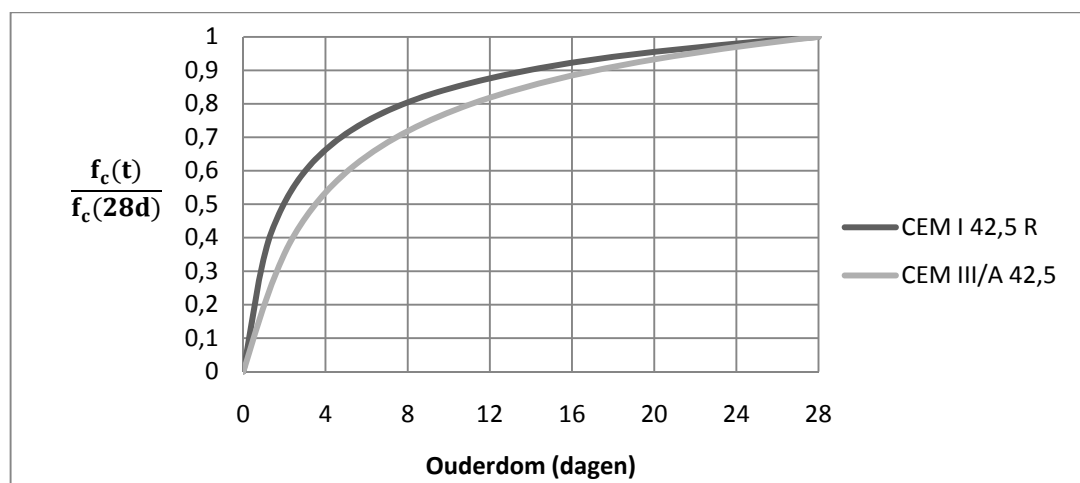
Het DGB wordt per twee rijstroken aangelegd. Rechts van de markering tussen de eerste en tweede rijstrook bevindt zich de werkvoeg. Er worden twee langse buigingsvoegen uitgevoerd: één rechts van de markering tussen de tweede en derde rijstrook en één op 20 cm rechts van de markering tussen de pechstrook en de eerste rijstrook. De afstand van 20 cm ten opzichte van de markering moet voorkomen dat het zware verkeer van de eerste rijstrook over de voeg zou rijden. Zo wordt deze voeg niet overbelast. (Zie Figuur 48)

Betonsamenstelling: Geluidsarme cementbetonverharding 0/20

Grondstof	Massa (kg)
CEM I 42,5R HSR LA	400
Water	176
GRANULATEN	
Zand 0/1	227
Zand 0/4	405
Porfier 4/6,3	361
Porfier 6,3/10	216
Porfier 10/20	577
TOTAAL	2363

W/C-factor = 0,43 (Toleranties: 0,42 - 0,44)
 Luchtgehalte = 3 % (Toleranties: 2,5% - 5%)

Het specifieke bestek laat voor de cementsoort de keuze tussen een CEM I 42,5 LA (portlandcement) of een CEM III/A 42,5 N LA (hoogovencement). In bijna alle gevallen wordt hoogovencement gebruikt, maar door een tekort aan slakken in de periode van de aanleg van het DGB in Affligem was deze cementsoort niet beschikbaar. Daarom werd men genoodzaakt de CEM I te gebruiken. Er wordt verwacht dat deze keuze een effect zal hebben op het scheurpatroon aangezien beide cementsoorten gekarakteriseerd worden door een verschillende verhardingscurve en ontwikkeling van hydratatiewarmte. Dit wordt geïllustreerd in Figuur 49. De grafiek toont de evolutie van de druksterkte in de tijd voor een beton met CEM I 42,5 R en een beton met CEM III/A 42,5 als cement. De ontwikkeling van de betondruksterkte met de portlandcement verloopt in de eerste paar dagen veel sneller dan deze met de CEM III. Een sneller sterkteontwikkeling gaat samen met een hogere warmteontwikkeling. Voor het scheurpatroon verwacht men bijgevolg dat er meer scheuren zullen zijn bij het gebruik van portlandcement dan met het hoogovencement.



Figuur 49: Voorstelling van de betondruksterkte (relatief tov de sterkte op 28 dagen) ifv. de ouderdom

De water-cementfactor en het luchtgehalte zijn vastgelegd op respectievelijk 0,43 en 3%. Hierop worden toleranties toegelaten. Uit de resultaten van de productiecontrole volgt dat voor de onderzochte stalen het luchtgehalte steeds tussen 3,5 % en 4,8 % is gelegen en de water-cementfactor tussen 0,40 en 0,44. Deze kleine afwijkingen kunnen leiden tot kleine verschillen in de betonsterkte. Een toename van 1% in luchtgehalte komt ongeveer overeen met 5 N druksterkteverlies. In sommige zones van de weg kunnen zich daarom iets sneller scheuren vormen, maar niet in die mate dat de verharding hierbij inboet aan kwaliteit. Daarenboven werd elke vrachtwagen geladen met drie afzonderlijk gemengde betonpartijen waardoor de variaties op het geheel voor een stuk worden gecompenseerd.

Aanleg:

De productie van het beton gebeurt in een mobiele betoncentrale (Figuur 51) die opgesteld staat aan het op- en afrittencomplex van Affligem. Dit biedt het voordeel verzekerd te zijn van een continue toevoer van beton. Hierdoor is de tijd tussen aanmaak en verwerking behoorlijk constant voor de volledige aanleg wat de homogeniteit ten goede komt.

Vrachtwagens transporteren het beton naar de werf, waar het meteen gestort wordt op de te betonneren zone (en niet in een laadbak). Een kraan verspreidt het beton en de eigenlijke aanleg wordt met een glijbekistingsmachine (Figuur 50) uitgevoerd. Voor de aanleg van de pechstrook en eerste rijstrook wordt een andere machine gebruikt dan voor tweede en derde rijstrook. Deze machine vereist een meer verwerkbaar beton waardoor er voor de twee (bestudeerde) linkse stroken meer plastificeerder en minder luchtbelvormer wordt gebruikt dan in het beton van de andere twee rijstroken. De aanleg gebeurt continu, dus 24 uur op 24, waardoor er geen dagvoegen aanwezig zijn.



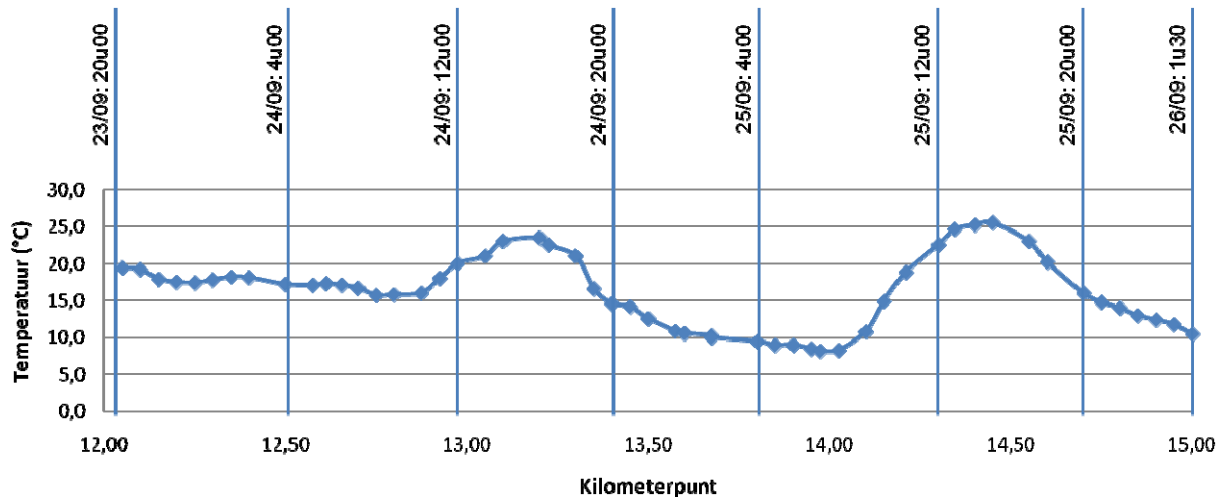
Figuur 50: De slipformpaver



Figuur 51: De mobiele betoncentrale

Temperaturen:

Tijdens de aanleg van het doorgaand gewapend beton werd de omgevingstemperatuur opgemeten en genoteerd (Figuur 52). In de namiddag reikte de temperatuur tot 25° C. 's Nachts was dit nog ongeveer 10°C. De betontemperatuur bij de aanvang van het verharden zal in het eerste geval hoger zijn dan in het tweede. Daar worden dan ook meer scheuren verwacht.



Figuur 52: Omgevingstemperatuur bij de aanleg van het DGB in functie van tijdstip en locatie van aanleg

De verharding in Affligem kende meteen na de aanleg een heel strenge winter waarin veelvuldig strooizouten werden gebruikt. Het beton werd bijgevolg aan grote trekspanningen en aan thermische schokken blootgesteld.

Proeven op het verhard beton:

Iedere 8u werden er in het werflabo kubussen gemaakt van het geproduceerde beton. Deze werden na 7 dagen en na 28 dagen gedrukt. Voor de aanleg van de pechstrook en eerste rijstrook richting Gent bedraagt de gemiddelde druksterkte na 7 en 28 dagen respectievelijk 44,4 N/mm² en 57,7 N/mm². Op 25 november 2009 zijn er boorkernen genomen (Figuur 53). Op een ouderdom van 90 dagen werden ook deze beproefd op hun druksterkte. Het gemiddelde hier ligt op 73,1 N/mm². Deze hoge waarden van de betondruksterkte zullen ertoe leiden dat de gemiddelde scheurafstand hoger ligt dan verwacht volgens de ontwerpwaarden.

Tien extra kernen werden geboord om de kleef te bepalen. Deze beproeving gebeurt volgens de Amerikaanse methode, namelijk met het IOWA-afschuifapparaat (Figuur 54). Met dit apparaat wordt zowel met de eigenlijke adhesie als met de ruwheid van het scheidingsvlak rekening gehouden. De resultaten van de kleef vindt men in onderstaande tabel. Bij de kernen B6 en B1 lag het breukvlak gedeeltelijk of volledig in het beton. De betreffende resultaten worden daarom achterwege gelaten. De kern B10 vertoont een iets hogere kleef hoewel er zich in het breukvlak een blad van een boom bevond (Figuur 58). Het blad neemt ongeveer 20% van het grensooppervlak in. Het gemiddelde van de proefresultaten bedraagt 0,98 N/mm². Dit is een goede waarde voor de kleef.

	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
Kleef (N/mm ²)	(2,21)	0,99	0,96	0,76	1,18	(2,64)	0,93	0,78	0,89	1,36
Dikte (cm)	23,74	23,46	23,15	22,77	22,72	/	21,48	21,48	21,90	21,91

Tabel 4: Kleef en betondikte van de 10 extra kernen genomen in de pechstrook



Figuur 53: Het boren van de kernen



Figuur 54: Apparaat voor de IOWA-afschuifproef

Na het beproeven van de kleef werd de hoogte van de betonkern of dus de dikte van de verharding opgemeten. Ook deze waarden zijn in Tabel 4 opgegeven voor de tien kernen.

Onderstaande foto's laten toe het breukvlak van vier van de tien kernen te bestuderen. Het beton vult de holtes in het asfalthelften op. Op die manier loopt het breukvlak ook voor een stukje door het beton. Dit is duidelijk te zien op onderstaande foto's aan de betonvlekken die zich bevinden op de asfalthelften.



Figuur 55: Afschuifvlak beton / asfalt van boorkern B1



Figuur 56: Afschuifvlak beton / asfalt van boorkern B3

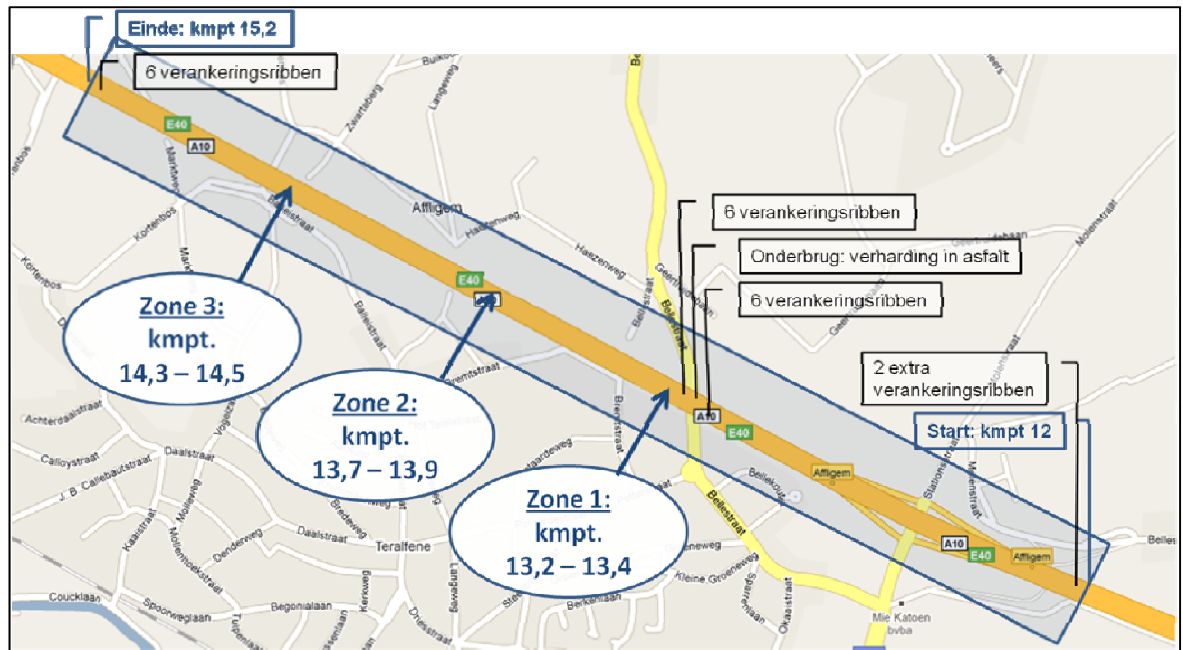


Figuur 57: Afschuifvlak beton / asfalt van boorkern B6



Figuur 58: Afschuifvlak beton / asfalt van boorkern B10

Het opmeten van de scheuren gebeurde op 4 maart 2010 en dit over 3 stroken van elke 200 m lengte gelegen op de pechstrook. Onderstaand grondplan (Figuur 59) geeft de locatie van de drie stroken weer. Over de onderbrug van de Bellestraat wordt het DGB onderbroken. Aan beide kanten van de onderbreking bevindt zich dus een verankeringslandhoofd. Zone 1 heeft betrekking op de 200 m die start bij het verankeringslandhoofd na de onderbrug. Zone 2 en 3 werden uitgekozen op basis van het verschil in omgevingstemperatuur bij aanleg.



Figuur 59: Grondplan van de aangelegde strook DGB met de locatie van de drie meetzones

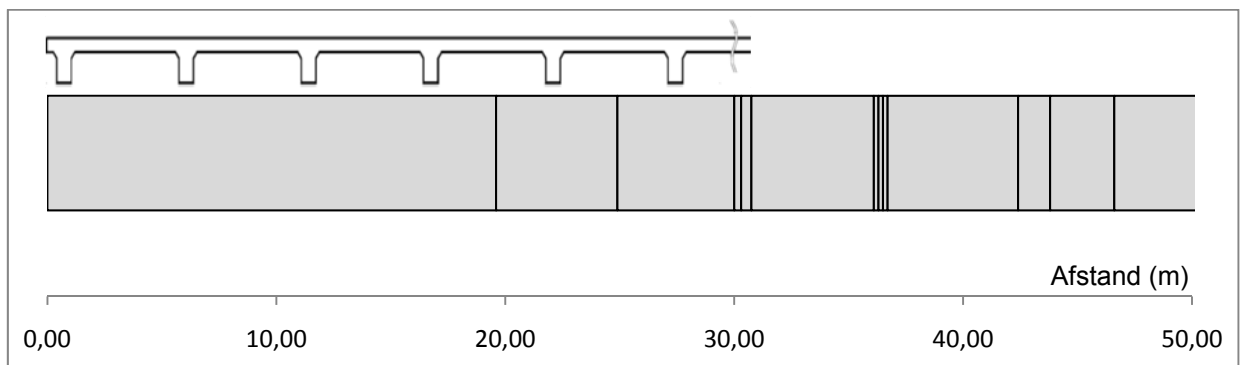
De tabel op volgende bladzijde geeft een overzicht van alle beschikbare resultaten uit metingen of proeven die betrekking hebben op het DGB van de pechstrook en eerste rijstrook richting Gent vanaf kilometerpunt 13,2 tot 14,6. Voor de drie bestudeerde zones is aangeduid welke resultaten betrekking hebben op hun gebied. Er kan geen onderscheid gemaakt worden tussen de zones op basis van de druksterkte, de kleef, het luchtgehalte en de water-cementfactor. De waarden ervan zijn namelijk relatief constant over de volledige lengte van het DGB. Op twee vlakken kan wel een onderscheid gemaakt worden: de omgevingstemperatuur bij aanleg en de betondikte. Zones 1 en 3 werden in de late namiddag of vroege avond aangelegd bij een buitentemperatuur van respectievelijk rond de 20°C en 25°C. Voor zone 2 gebeurde de aanleg 's nachts bij een 8°C. De gemiddelde dikte bedraagt 23,5 cm voor zone 1, 22,8 cm voor zone 2 en 21,7 voor zone 3. Van zone 1 naar 3 neemt het effectieve wapeningspercentage dus toe.

	KMPT	Datum van aanleg	Tijdstip van aanleg	Aanlegtemp. (°C)	Betondikte (mm)	Druksterkte (N/mm²)	Specificëring drukproef	Kleef (N/mm²)	W/C-factor	Luchtgehalte (%)
ZONE 1	13,2	24 sept.	16u00	23°						
	13,3		18u00	19°	235	76,1	kern 15w			
					237					
					235			0,99		
					231			0,96		
	13,35		19u00	17°		64	kubus 28d		0,42	3,7
	13,6	25 sept.	23u45	11°		57,8	kubus 28d		0,44	4,3
ZONE 2	13,8		3u45	9°		59,2	kubus 28d		0,42	3,8
					229	73,8	kern 15w			
					228			0,76		
	13,9		5u00	7°	227			1,18		
	14,1		9u15	10°		60,2	kubus 28d		0,4	4,5
ZONE 3	14,3		13u45	25°		55,4	kubus 28d		0,43	4,7
	14,42		14u30	25°	216	75,8	kern 15w			
					215			0,93		
					215			0,78		
	14,5		15u30	24°	219			0,89		
					219			1,36		
	14,6		16u30	21°		62,5	kubus 28d		0,4	4

VII.1.2. Bespreking opgemeten scheurpatroon

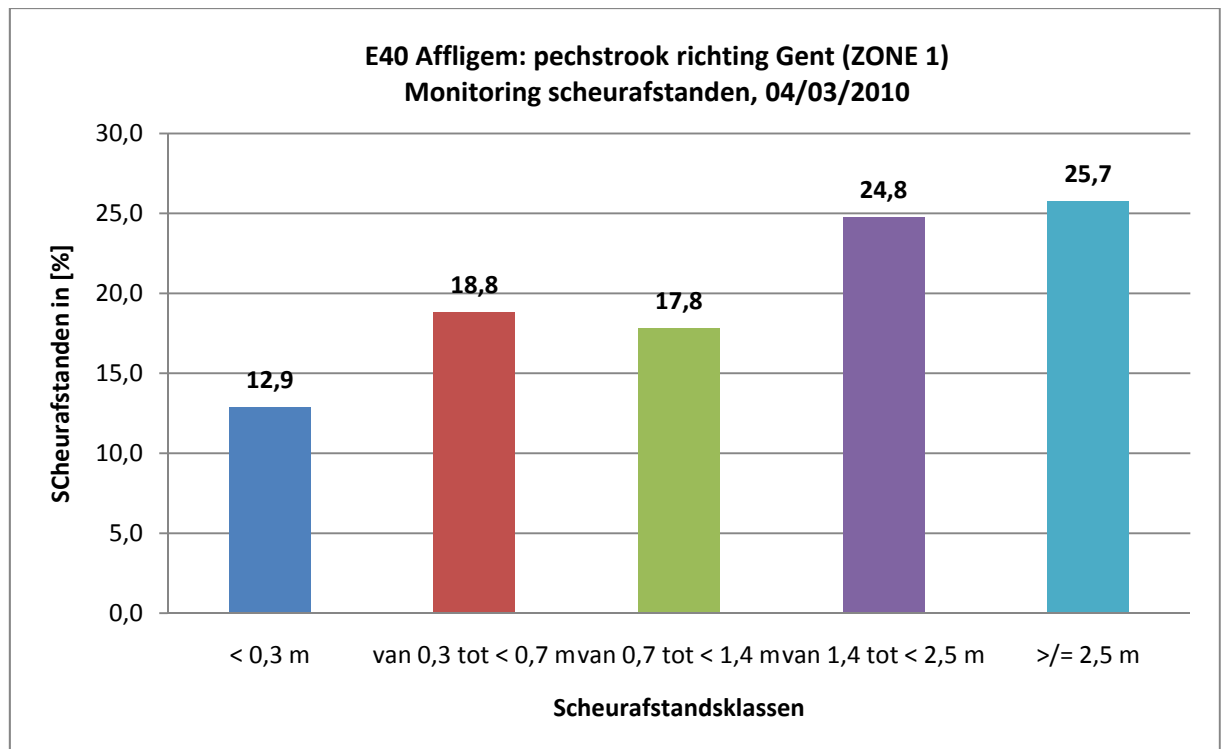
• ZONE 1

Zone 1 begint net na de onderbreking in het DGB aan de onderbrug. De eerste 30 m ervan bestaat uit het verankeringslandhoofd. Om te beginnen wordt de scheurvorming in deze verankeringszone bestudeerd. Figuur 60 schetst waar de scheuren gelegen zijn ten opzichte van het verankeringslandhoofd. Tussen de drie ribben die het verst van het uiteinde van het DGB gelegen zijn, bevinden zich twee scheuren. Dit betekent dat de trekspanning in die twee tussenzones de betontreksterkte heeft overschreden. Beschouwt men het stuk tussen twee ribben. Dit heeft een lengte van 4,8 m. De uiteinden van dit deel zijn ingeklemd wegens het verankerend effect van de ribben. Bij krimp of een temperatuursdaling heerst er een trekspanning die maximaal is in het midden van het deel. Deze situatie doet zich voor tussen alle ribben en toch bevindt er zich maar in twee tussenzones een scheur. De trekspanning moet daar dus nog hoger liggen. Dit wordt verklaard door het aandeel van de weerstandskracht die door ieder rib wordt geleverd. Om de eindbeweging van de DGB-verharding tegen te gaan, wordt een kracht geleverd door het verankeringslandhoofd. Bij een verkorting van het DGB moeten de ribben de trekkracht overdragen naar de grond. Stel dat in ideale omstandigheden iedere rib een zesde van de trekkracht afdraagt naar de grond. De trekkracht in de tussenzones neemt dus telkens met een zesde af naar het uiteinde toe. In de eerste twee tussenzones wordt hiermee de treksterkte van het beton overschreden en zijn er bijgevolg twee scheuren ontstaan.



Figuur 60: Scheurpatroon in de verankeringszone en 20 m erna

De gemiddelde scheurafstand voor zone 1 bedraagt 1,71 m. De eerste 30 m van het verankeringslandhoofd worden hier niet meegerekend. De verdeling van de scheurafstandsklassen wordt weergegeven in Figuur 61. In Bijlage B vindt men een schematische voorstelling van het scheurpatroon. In de eerste 80 m (van 30 m tot ongeveer 110 m) bevinden zich veel grote tussenafstanden. Hoe verder van het verankeringslandhoofd, hoe kleiner de gemiddelde scheurafstand wordt. Dit is logisch aangezien zone 1 zich aan het uiteinde van de verharding bevindt en dus in het gebied van de actieve lengte. De opgelegde vervormingen (krimp en temperatuurswijzigingen) worden hier voor een deel omgezet in spanningen en voor een deel in verplaatsting. De spanning liggen bijgevolg lager in de actieve lengte dan erbuiten waardoor er minder scheuren ontstaan.



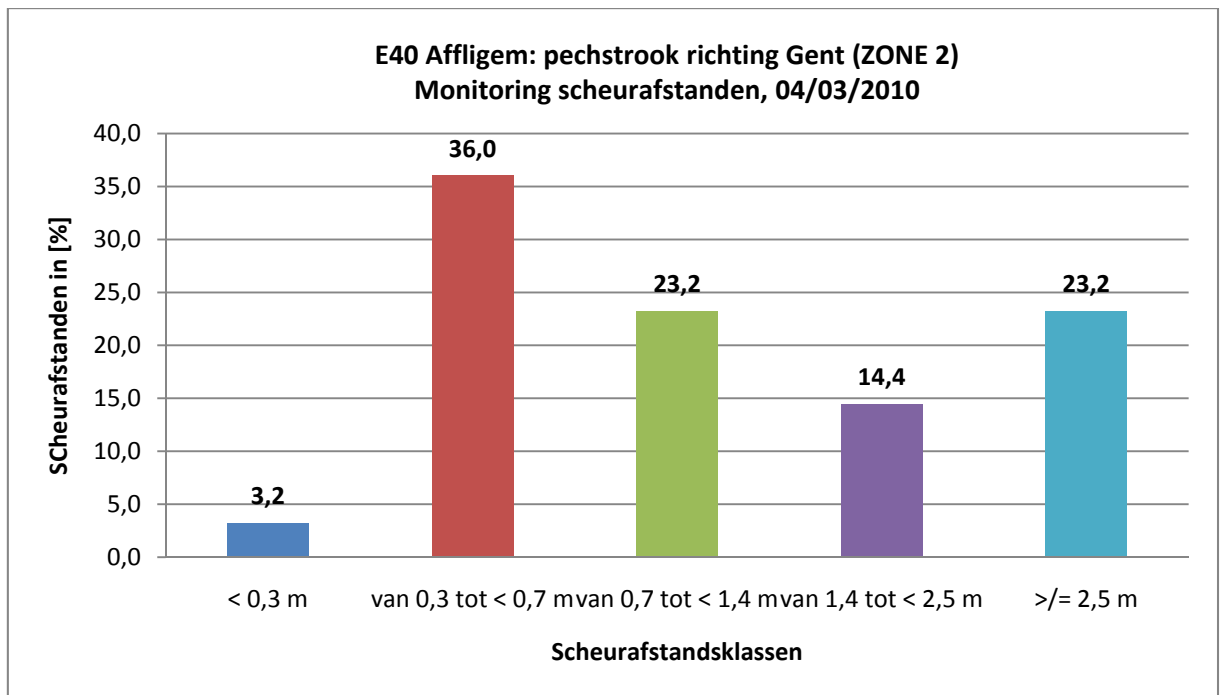
Figuur 61: De scheurverdeling op de E40 in Affligem (zone 1) op 4 maart 2010

De grootste scheurafstandsklassen zijn het best vertegenwoordigd in zone 1 (Figuur 61). Opvallend is toch het grote percentage aan scheuren met een tussenafstand kleiner dan 0,7 m. De zone wordt getypeerd door grote tussenafstanden en relatief veel clustervorming. Naarmate het scheurpatroon zich verder zal ontwikkelen, zal het aandeel van de grootste scheurklasse afnemen en neemt waarschijnlijk ook de clustervorming nog toe.

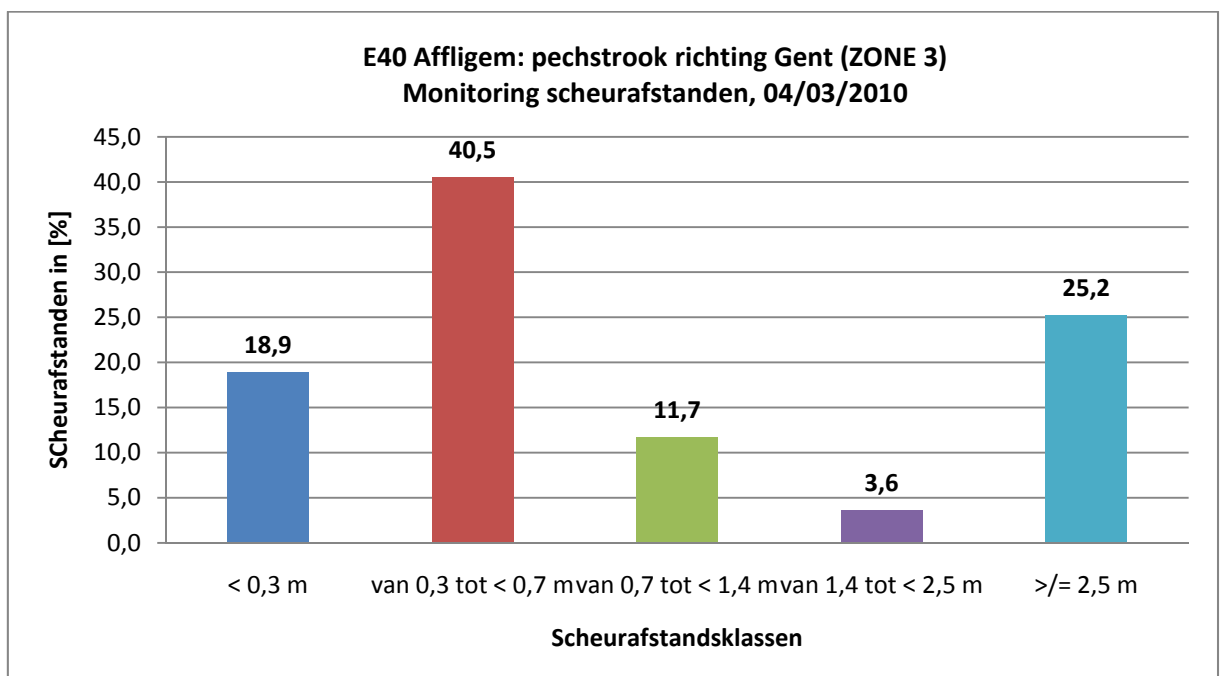
• **ZONE 2 + ZONE 3**

Zone 2 en 3 worden samen beschouwd om een vergelijking tussen beide toe te laten. De gemiddelde scheurafstand van zone 2 bedraagt 1,60 m. Voor zone 3 is dit 1,77 m. Zone 2 werd 's nachts aangelegd bij een temperatuur van ongeveer 10°C. De gemiddelde dikte bedraagt 22,8 cm en wijkt hiermee amper af van de theoretische 23 cm. De aanleg van zone 3 gebeurde tussen 13u30 en 15u30 bij een omgevingstemperatuur van ongeveer 25°C. De gemiddelde dikte is 21,7 cm. Voor zone 3 ligt het werkelijke wapeningspercentage bijna 0,035 % hoger en ook de omgevingstemperatuur bij aanleg ligt een stuk hoger. Beide factoren zullen aanleiding geven tot kortere scheurafstanden voor zone 3 dan voor zone 2. De berekende gemiddelde tussenafstanden ondersteunen deze theorie echter niet. Dit komt doordat er in zone 3 een aantal tussenafstanden zijn van 6, 7 of zelfs 8 m. Deze waarden trekken het gemiddelde sterk omhoog en geven zo een verkeerd beeld van het scheurpatroon. Vergelijkt men de grafieken met de scheurafstandsklassen dan wordt onmiddellijk duidelijk dat er inderdaad meer kleine scheurafstanden zijn voor zone 3 dan voor zone 2. In zone 3 komen vooral veel meer clusters voor waarbij de tussenafstanden kleiner zijn dan 0,3 m. Wat onmiddellijk opvalt aan de scheurverdelingen is dat ze niet aanleunen bij het 'ideale' scheurpatroon.

Hiervoor zou de klasse van 0,7 m tot 1,4 m de grootste klasse moeten zijn. Toch wordt een goed gedrag vastgesteld. Klasse 5 is hier nog goed vertegenwoordigd, maar zal vermoedelijk in de loop van de jaren zeker sterk afnemen.



Figuur 62: De scheurverdeling op de E40 in Affligem (zone 2) op 4 maart 2010



Figuur 63: De scheurverdeling op de E40 in Affligem (zone 3) op 4 maart 2010

Voor zone 3 is het opvallend dat de scheurafstanden ofwel heel kort, ofwel heel lang zijn. Dit is ook heel duidelijk te zien op de schets van het scheurpatroon in Bijlage B. Het vermoeden is hier dat er zich in de grote tussenafstanden toch scheuren bevinden, maar dat deze nog zo fijn zijn dat ze niet zichtbaar zijn. Aanleg in warme temperaturen wordt namelijk gekenmerkt door scheuren die zich snel zullen ontwikkelen en ook een bredere scheuropening hebben dan de scheuren die zich later zullen vormen. De snelle en hoge temperatuursontwikkeling zorgde voor een sterke en snelle belasting van het beton. Dit zal de kleine variaties in de karakteristieken sterker doen uitkomen, waardoor er ook een ongelijkmatig scheurpatroon ontstaat.

VII.1.3. Algemene conclusies

Over het algemeen komt het scheurpatroon niet geheel overeen met de verwachtingen. Door het gebruik van het portlandcement werd verwacht kort na de aanleg al een kleine gemiddelde scheurafstand waar te nemen. Ook de aanleg in de zomer die gevolgd werd door een strenge winter leidt tot dezelfde verwachting. Daarenboven wordt een zomerse aanleg gekarakteriseerd door een snelle stabilisatie van de scheurvorming. Toch ligt de gemiddelde scheurafstand voor de drie zones relatief hoog. De vele clusters en daartussen grote afstanden doen vermoeden dat er zich mogelijks uiterst fijne scheuren hebben gevormd die niet zichtbaar zijn voor het oog. Het scheurpatroon werd een goede vijf maand na de aanleg opgemeten. Het scheurpatroon zal zich dus zeker nog niet voltooid hebben. Vandaar dat ook bij alle drie de scheurpatronen het aandeel van de klasse > 2,5 m nog groot is. Er wordt verwacht deze categorie in de komende vier jaar sterk zal afnemen.

De scheuren zijn heel fijn, maar zelfs na een lange droge periode toch goed zichtbaar (Figuur 64). De scheuren zien er nat uit, maar zijn het niet. De verkleuring is te wijten aan kalkuitbloeiingen. Bij de reactie van cement met water wordt er vrije kalk gevormd. Met portlandcement is de hoeveelheid gevormde vrije kalk groter dan met hoogovencement. Het water in de scheuren bevat opgeloste vrije kalk dat zo aan het oppervlak kan komen. Bij verdamping van het water blijft er een kalkafzetting over.



Figuur 64: Goed zichtbare scheuren na een periode van vijf zomerse dagen zonder regen



Figuur 65: De kalkuitbloeiing aan het scheuroppervlak

VII.2. Case-studie 2: Asse

VII.2.1. Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB



Figuur 66: Zicht vanaf de rotonde op de N9k

Omschrijving:

Aanleg van de N9k te Asse (Ring om Asse) in DGB en aanleg van een rotonde in DGB

Bestudeerde zone:

Ongeveer 250 m van beide rijstroken van de N9k beginnend vanaf de rotonde

Aanleg strook 1: Maandag 14 april 2008

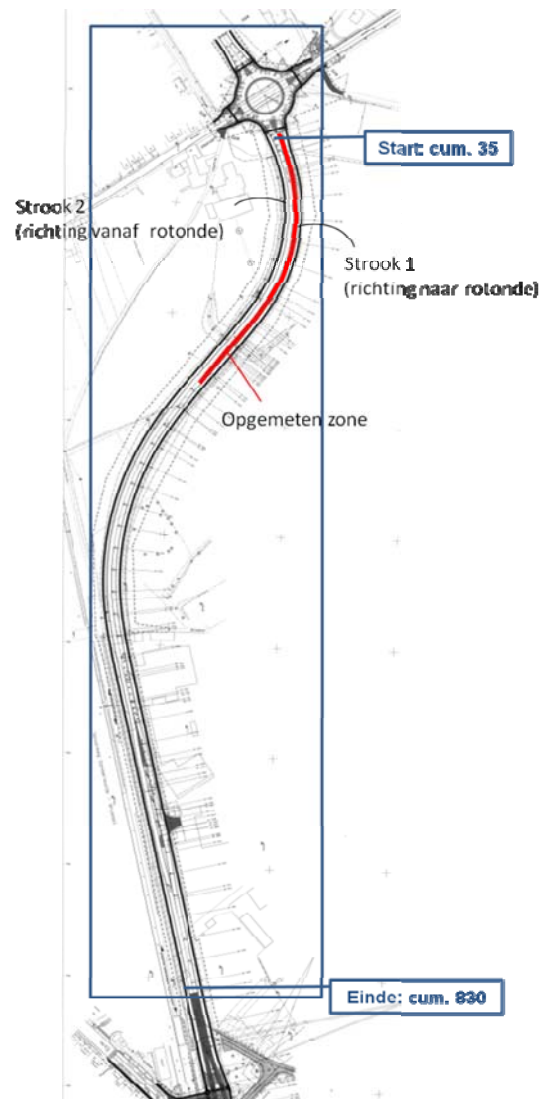
Aanleg strook 2: Donderdag 24 april 2008

Om het doorgaand particulier verkeer en het vrachtverkeer uit het centrum van Asse te weren, werd een nieuwe ringweg voorzien, namelijk de N9k. Deze weg ontlast de bebouwde kom van Asse vooral van het verkeer dat vanuit de richting van Brussel naar de industriezone in Mollem moet.

De N9k, die bestand moet zijn tegen zwaar vrachtverkeer, werd aangelegd in DGB. De lengte van de verharding bedraagt ongeveer 800 m. Aan de uiteinden van het DGB bevindt zich telkens een verankeringslandhoofd met 6 ribben zoals voorgeschreven in SB 250.

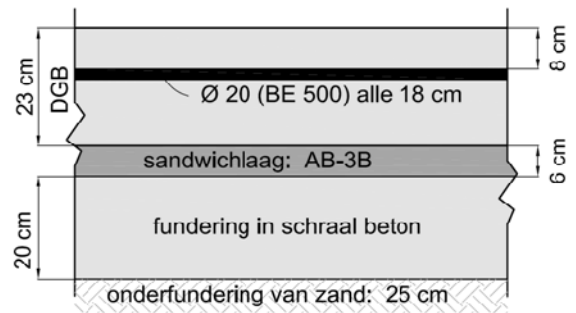
Vertrekkend aan de rotonde richting het station heeft de weg een stijgende helling (Figuur 66). De stijging geldt vooral voor de eerste 100 m van het DGB.

Ook de rotonde is in DGB. Deze werd als eerste aangelegd. Daarna betonbeerde men de 800 m lange rijwegverhardingen. Het DGB van deze weg sluit niet aan op de rotonde. Het uitvoeren van de aansluiting was de laatste stap in de werkzaamheden. In onderstaande wordt enkel de scheurvorming op de N9k besproken.



Figuur 67: Grondplan van de N9k en de rotonde met aanduiding van de bestudeerde zone

Opbouw: Het betreft hier het aanleggen van een nieuwe weg. De bouwklasse van deze ringweg is B1.



Figuur 68: Opbouw van de wegstructuur

Betonsamenstelling: Geluidsarme cementbetonverharding 0/22

Grondstof	Massa (kg)
CEM III/A 42,5 N LA	≥ 375
Water	165
GRANULATEN	
Betonzand 0/4	790
Porfier 6/22	1015
TOTAAL	2345

W/C-factor 0,44
Luchtgehalte Minimum 4 %

In tegenstelling tot de betonsamenstelling voor Affligem wordt hier wel een hoogovencement gebruikt. Indien alle andere factoren met betrekking tot het DGB gelijk zouden zijn, zou in Asse een grotere gemiddelde scheurafstand opgemeten worden dan in Affligem. Het beton wordt geproduceerd en aangevoerd door een firma uit Dendermonde. Het transport neemt ongeveer een half uur in beslag. Hier kan niet dezelfde continue en snelle aanvoer en verwerking gerealiseerd worden als bij het gebruik van een mobiele betoncentrale.

Aanleg:

De betonneringswerken voor de rijstrook station-rotonde (= strook 1 op Figuur 67) zijn gestart vanaf de rotonde naar het station op. Voor de rijrichting rotonde-station (= strook 2 op Figuur 67) gebeurde de aanleg vanaf het station naar de rotonde op. De betonnering gebeurde dus in de richting tegengesteld aan de rijrichting. Er werd slechts één rijstrook met breedte van 3,5 m per keer aangelegd. De twee rijrichtingen werden elk op één dag aangelegd. Ook hier is dus sprake van een continue aanleg en zijn er geen dagvoegen aanwezig.

Het betonneren van de rijstrook station-rotonde gebeurde op 14 april in 2008. De aanleg ving aan om 7u 's morgens en werd afgesloten om 20u. Bij de start bedroeg de buitentemperatuur 6°C. De rest van

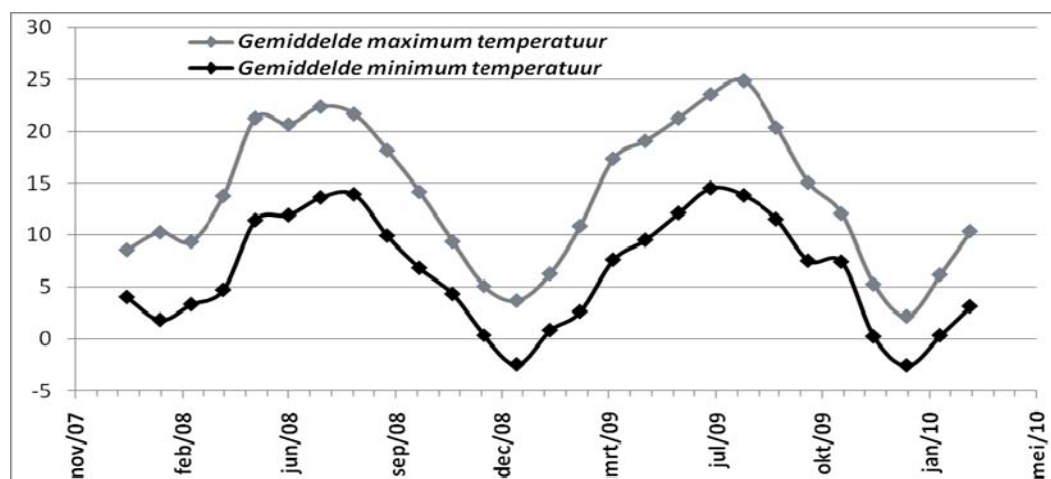
de dag was het bewolkt met een regenbui om 12u30 en regen tussen 16u en 17u. De rijstrook rotonde-station werd aangelegd op 24 april 2008 tussen 6u en 18u. De temperatuur om 8u 's morgens bedroeg 5°C. De dag begon bewolkt met opklaringen, 's namiddags bleef het bewolkt.

Het aanbrengen van de bindingsvertrager voor de rijrichting rotonde-station gebeurde niet altijd onmiddellijk na het aanleggen van het beton. Het tijdsverschil tussen het ogenblik van verwerken van het beton en het aanbrengen van de bindingsvertrager kon tot drie uren bedragen. Aangezien het geen zonnige dag was en ook de omgevingstemperaturen niet hoog lagen, zal het effect op de uitdrogingskrimp niet te groot zijn en blijft de invloed op de scheurvorming hiervan beperkt.

Bij de beproevingen van het beton op de werf varieerde het luchtgehalte van het beton tussen de 3,2% en 4%.

Zowel op vlak van toelevering van beton, luchtgehalte als weersomstandigheden (regen) kan worden gesteld dat er variaties in de karakteristieken van het beton zullen zijn langsheen de lengte van de verharding. Dit kan betrekking hebben op betonsterkte, kleef, hechting met het staal,... Het optreden van enkele scheurclusters kan hiervan het gevolg zijn. In welke mate de variaties de oorzaak zijn van de clustervorming en op welke plaatsen deze clusters zich voordoen is niet duidelijk. Bij geen enkele DGB-verharding zullen alle karakteristieken perfect constant zijn. Dit levert dan ook geen problemen op voor het scheurpatroon. Ook in Asse zijn er geen noemenswaardige afwijkingen of nalatigheden die een nadelig effect kunnen hebben op de prestaties van het DGB.

Temperaturen:



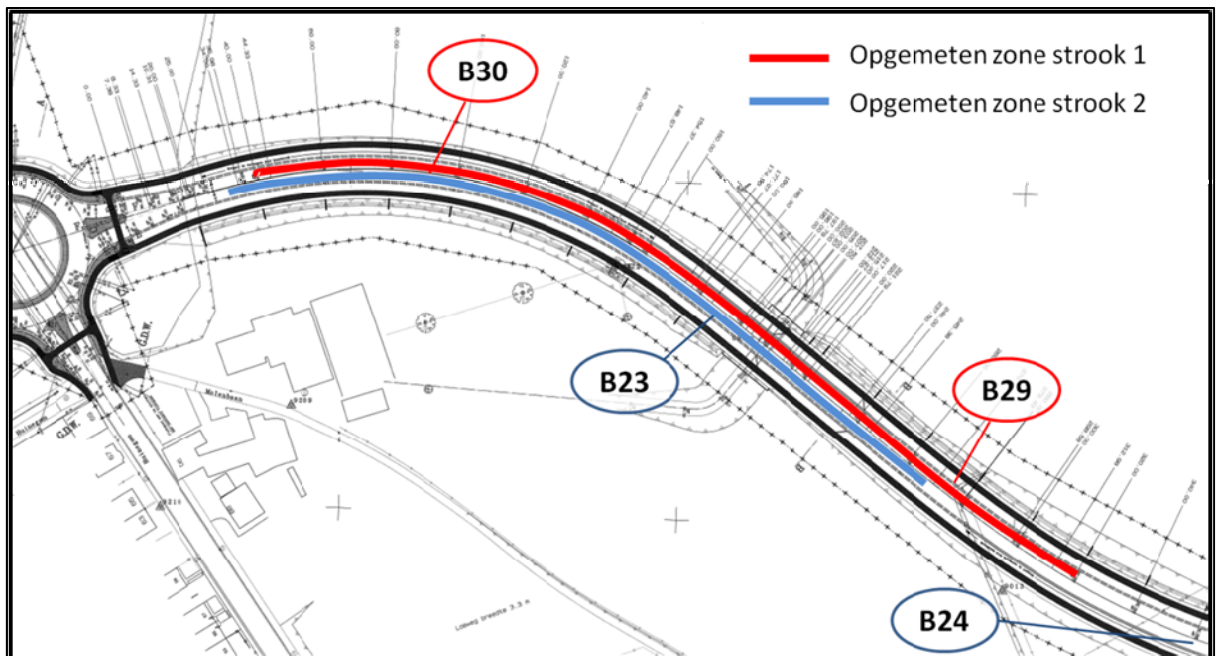
Figuur 69: Gemiddelde maximum en minimum maandtemperaturen [Bron: KMI]

Figuur 69 toont de curves van de gemiddelde maximum en minimum maandtemperaturen. De winter van zowel 2008 als 2009 was koud en met veel vorst. Er werd veelvuldig zout gestrooid, vooral in het laatste jaar. Het DGB in Asse werd bijgevolg aan een grote temperatuursdaling blootgesteld.

Boorkernen:

Op 7 oktober 2008, dus ongeveer 25 weken na aanleg, werden er 10 boorkernen ontnomen van het DGB. Acht ervan komen uit de N9k waaronder er 3 kernen gelegen zijn in de zone waar de scheurvorming bestudeerd wordt (Figuur 70). De dikte evenals druksterkte is te vinden in onderstaande tabel. De drukproeven op de kernen werden 7 maand na de aanleg uitgevoerd. Wat de dikte betreft valt het op dat voor beide rijstroken de 23 cm wordt overschreden voor de eerste 200 m van de rijweg vertrekkend aan de rotonde.

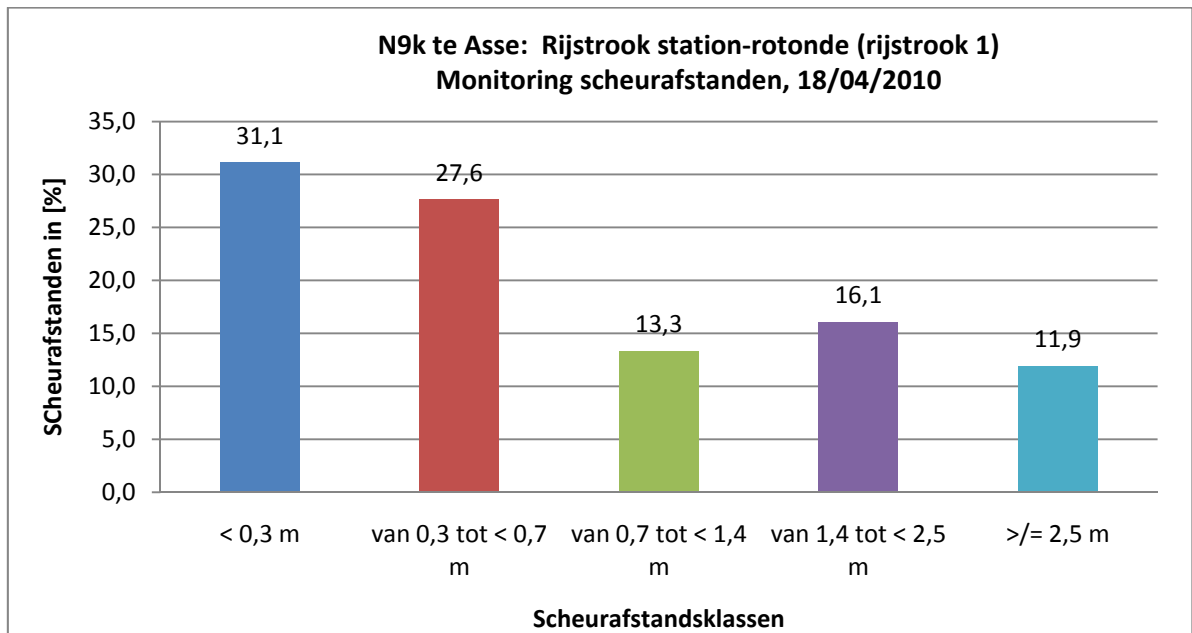
		Cumul. (m)	Dikte (mm)	Druksterkte (N/mm ²)
Richting Ronde- Station	B23	185	241,8	73,9
	B24	370	229,4	82,7
	B25	560	233,4	81,5
	B26	740	215,6	78,4
Richting Station- Ronde	B30	90	237,4	75,6
	B29	275	220,2	85,6
	B28	460	221,2	83,6
	B27	650	226,4	80,5
GEM.				80,2



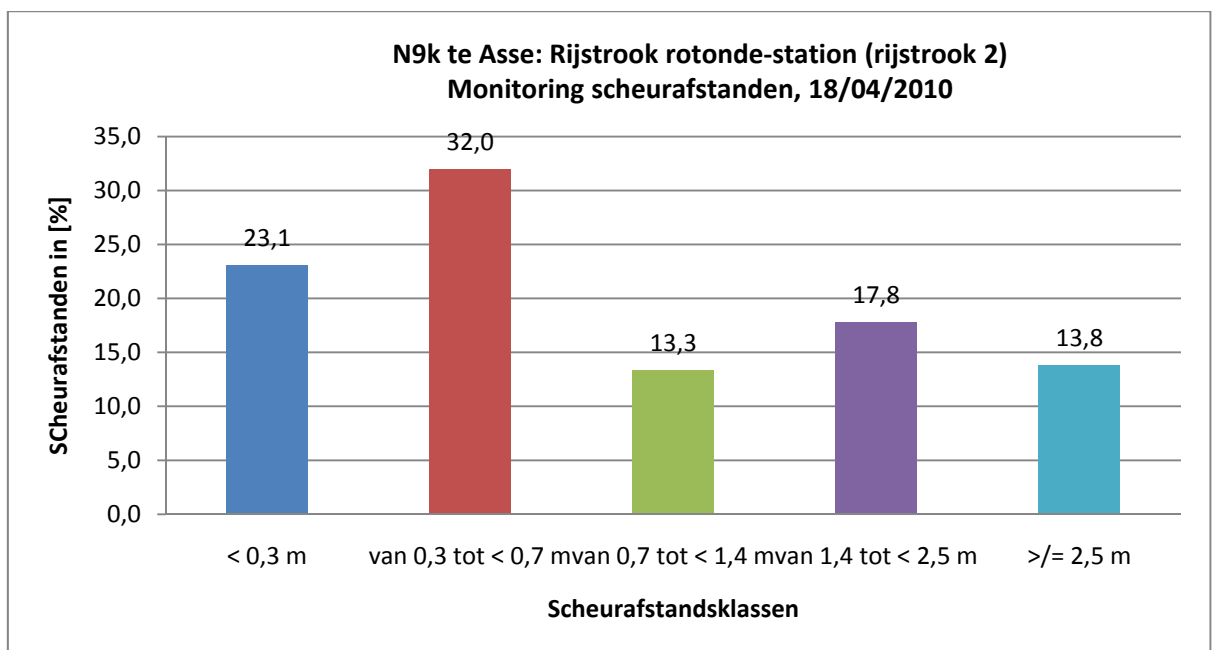
Figuur 70: Weergave van de bestudeerde zones met aanduiding van de ontnomen boorkernen

VII.2.2. Bespreking opgemeten scheurpatroon

Het scheurpatroon werd bestudeerd over een lengte van ongeveer 250 m startend aan de rotonde. De gemiddelde scheurafstand voor rijstrook 1 (station-rotonde) bedraagt 1,02 m. De afstanden werden over een lengte van 290 m geregistreerd. Voor rijstrook 2 (rotonde-station) is de lengte van de bestudeerde zone iets korter, namelijk 250 m. De reden hiervoor is dat de scheuren na die 250 m zo fijn worden dat een correcte registratie van alle scheuren niet meer werd gegarandeerd. De gemiddelde scheurafstand over de 250 m bedraagt 1,12 m.



Figuur 71: De scheurverdeling op de N9k in Asse (rijrichting naar rotonde) op 18 maart 2010



Figuur 72: De scheurverdeling op de N9k in Asse (rijrichting weg van de rotonde) op 18 maart 2010

De gemiddelde scheurafstanden vallen binnen de grenzen van de scheurklasse naar waar gestreefd wordt (0,7 m tot 1,4 m). Beschouwt men de verdeling over de scheurafstandsklassen in Figuur 71 en Figuur 72, dan is meteen duidelijk dat het scheurpatroon niet de 'ideale' verdeling heeft. Twee jaar na aanleg is meer dan de helft van de scheurafstanden al kleiner dan 0,7 m. Hier hebben zich dus opnieuw opvallend veel scheurclusters gevormd. Scheurklasse 5 ($> 2,5$ m) bevat ongeveer 12 à 14 % van het aantal scheuren. Dit is een relatief groot aandeel. Aangezien de verharding nog maar twee jaar oud is, wordt dan ook verwacht dat het scheurpatroon nog verder zal evolueren. Waar er nu een grote scheurafstand is, zal zich met grote waarschijnlijk nog een scheur vormen. Hierdoor daalt het percentage van klasse 5 en neemt dat van de kleinere klassen nog toe.

Wat bijzonder is aan de scheurvorming op de N9k is het verschil in scheurpatroon tussen rijstrook 1 en rijstrook 2. Op de rijstrook rotonde-station zijn duidelijk zichtbare scheuren waar te nemen die op relatief grote afstand van mekaar liggen (Figuur 73 en Figuur 74). De rijstrook station-rotonde bevat meer scheurclusters. De scheuren zijn er haarfijn en daardoor ook moeilijk zichtbaar. Dit verschil tussen beide rijstroken is vooral waar te nemen over de eerste 100 m van het DGB vanaf de rotonde. De weg heeft daar een stijgende helling in de richting het station. Waar de verharding opnieuw vlakker verloopt, komen de scheurpatronen van beide rijstroken wel beter overeen. Dit doet vermoeden dat de verklaring voor het verschil moet gezocht worden in de langshelling. De richting waarin de rijstroken gebetonneerd werden, is tegengesteld aan hun rijrichting. Voor de rijstrook station-rotonde betekent dit dat er in opwaartse richting werd gewerkt. Voor de rijstrook rotonde-station gebeurde de betonnering volgens een dalende helling.



Figuur 73: Duidelijk zichtbare scheur (rijrichting weg van rotonde)



Figuur 74: De scheurvorming voor de op de rijstrook rotonde-station

Bij een langshelling van minder dan 4% wordt er aangeraden om de betonneringswerken volgens stijgende helling uit te voeren [7]. Het beton op een helling ondervindt, naargelang de uitvoering opwaarts of afwaarts is, respectievelijk een druk of trek in de langsrichting onder invloed van de zwaartekracht. De druk levert uiteraard geen problemen, maar de trek bij afwaarts betonneren zal een effect hebben op het scheurpatroon. Dit laatste is van toepassing op de rijstrook rotonde-station. De aanleg gebeurde er volgens een dalende helling. De trekspanningen hebben waarschijnlijk geleid tot een snelle vorming van enkele wijde scheuren die op een relatief grote afstand van mekaar liggen. Deze scheuren zullen onder invloed van de krimp en temperatuurschommelingen het meest belast worden en daarom zijn ze ook beter zichtbaar. Op de andere rijstrook heeft zich een scheurpatroon gevormd dat wordt verwacht bij concept 3, namelijk kleinere scheurafstanden en fijne scheuren. In Bijlage C vindt men een schematische voorstelling van het scheurpatroon voor beide rijstroken. Ook daar is duidelijk het verschil te zien in scheurpatroon voor de eerste 100 m.

Op basis van de grafieken met de scheurverdeling kan toch gesteld worden dat de twee scheurpatronen gelijkenissen vertonen. Klasse 3, 4 en 5 bevatten namelijk een quasi identiek percentage. Het verschil zit in klasse 1 en 2. De rijstrook rotonde-station heeft minder scheuren in klasse 1 en meer in klasse 2 dan de rijstrook station-rotonde en bevat dus iets minder scheurclusters. Het is de zone die zich onder een helling bevindt die bijdraagt tot dit verschil.

VII.2.3. Algemene conclusies

Over het algemeen kan worden gesteld dat de scheuren een klassiek uitzicht hebben en dat het scheurpatroon overeenstemt met hetgeen verwacht wordt bij concept 3, namelijk een niet-uniform scheurpatroon dat getypeerd wordt door clustervorming. De scheurverdeling stemt hiermee niet overeen met wat omschreven wordt als een 'ideale' verdeling. Toch wordt voorlopig een goed gedrag vastgesteld en doen zich weinig tot geen problemen voor met de verharding. Het scheurpatroon moet nog zich nog verder ontwikkelen in de tijd. Ondanks dat de verharding al twee koude winters heeft doorstaan, wordt verwacht dat er zich nog scheuren zullen vormen en dan vooral in de zones waar de scheurafstand nu nog groter is dan 2,5 m.

Er werden twee betonkernen geboord in de bestudeerde zone van de rijstrook station-rotonde. De betondikte bedroeg 237 mm en 220 mm (Figuur 70). Er wordt geen verband vastgesteld tussen het variëren van de dikte, en bijgevolg ook het werkelijke wapeningspercentage, en het scheurpatroon.

De belangrijkste conclusie met betrekking tot het scheurpatroon op de N9k is de invloed van de helling op de scheurvorming, meer specifiek de richting van betonneren ten opzichte van de helling. Het is ten zeerste aangeraden om in opwaartse richting te werken. Zo voorkomt men het ontstaan van trekscheuren onder invloed van de zwaartekracht die zich manifesteren op relatief grote tussenafstand en die een iets grotere scheurwijdte hebben. Deze scheuren zijn zeker niet problematisch in het geval van de ringweg in Asse, maar brengen wel het belang van opwaarts betonneren aan het licht.

VII.3. Case-studie 3: Herne

VII.3.1. Gegevens over aanleg en karakteristieken van het DGB

Omschrijving: Op de N255 te Herne en te Galmaarden werd over een lengte van iets meer dan 3 km een nieuwe verharding aangelegd in het jaar 1996. Van de gelegenheid werd gebruik gemaakt om hier proefvakken aan te leggen om geluidsarme cementbetonverhardingen te testen en te vergelijken met 'stille' bitumineuze verhardingen. Over de volledige lengte werd een onderlaag aangelegd in DGB. Daarop werden zeven verschillende geluidsarme toplagen aangebracht waaronder twee in cementbeton. De ene was een fijn beton, de andere een zeer open beton (ZOB). (Figuur 75 en Figuur 76)

Bestudeerde zone: Voor het fijn beton werd de scheurvorming opgemeten over een lengte van 370 m. Bij het ZOB was dit over een afstand van 240 m.

Datum aanleg: april en mei 1996

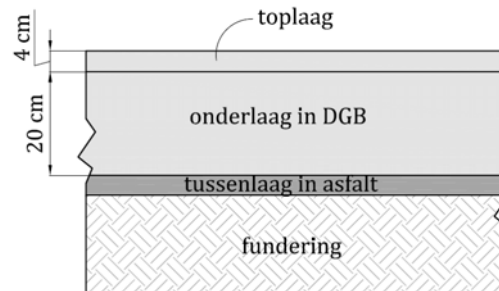


Figuur 75: De verharding met toplaag in fijn beton



Figuur 76: De verharding met toplaag in zeer open beton

Opbouw: De verharding bestaat uit een 18 cm dikke onderlaag van DGB met daarop een toplaag van 4 cm dik. Voor het ene proefvak bestaat de toplaag uit een fijn uitgewassen beton (fijn beton). Het andere is een poreus beton (zeer open beton). De lange wapeningsstaven hebben een diameter 18 mm en liggen op een tussenafstand van 15 cm as op as. De dwarswapening heeft diameter 12 mm met tussenafstand 70 cm as op as. De eindverankering wordt uitgevoerd met vier ribben van 0,65 m breedte en 0,90 m hoogte.



Figuur 77: Opbouw van de 2-laagse verharding in Herne

Betonsamenstelling: Voor het beton van de onderlaag wordt een water-cementfactor van 0,43 voorgeschreven en moet het luchtgehalte gelegen zijn tussen 3,5 % en 6%. In onderstaande tabel wordt de betonsamenstelling van de onderlaag gegeven.

Onderlaag in DGB (18 cm)	
Grondstof	Hoeveelheid (kg/m ³)
CEM III 42,5 LA	380
Water	163
GRANULATEN	
Porfiersteenslag 20/32	540
Porfiersteenslag 7/20	500
Porfiersteenslag 2/7	380
Rivierzand 0/5	580
TOTAAL	2543

Toplaag in ZOB	
Grondstof	Hoeveelheid (kg/m ³)
CEM III 42,5 LA	320
Water	45
Porfiersteenslag 4/7	1350
Polymeer	96 (l/m ³)

Toplaag in fijn beton	
Grondstof	Hoeveelheid (kg/m ³)
CEM III 42,5 LA	425
Water	180
Porfiersteenslag 4/7	995
Zand	700

De polymeer in het ZOB is nodig om een voldoende duurzaamheid en sterkte te garanderen.

Het verschil in structuur tussen een ZOB en een fijn beton wordt duidelijk bij vergelijken van onderstaande foto's.



Figuur 78: Het fijn beton



Figuur 79: Het zeer open beton

Aanleg:

Beide toplagen van cementbeton werden nat op nat aangelegd op de onderlaag. Dit betekent dat de aanleg ervan onmiddellijk volgt op de aanleg van de onderlaag. De twee rijstroken werden afzonderlijk uitgevoerd. De onderlaag heeft per rijstrook een breedte van 3,25 m, voor de toplaag is dit 3,00 m. De buitenste randstrook fungeert hierbij als watergreppel (Figuur 80).



Figuur 80: Het aanleggen van het tweelaags DGB

De luchttemperatuur bij aanleg van het fijn beton bedroeg tussen de 10°C en 20°C. Voor het open beton was dit 11 à 13°C. De lage omgevingstemperatuur voor het ZOB is een pluspunt aangezien de polymeer het beton zeer warmtegevoelig maakt.

Verschil in 'werking' tussen beide proefvakken

In normale omstandigheden werken beide lagen van een tweelaagse DGB-verharding samen als één continue betonverharding en mag als dikte van het DGB de som van de twee laagdiktes beschouwd worden. Bij het ZOB zal de bijdrage tot het geheel, zeker in de laatste periode, beperkt geweest zijn. Dit vermoeden volgt enerzijds uit het open karakter van de structuur dat gekarakteriseerd wordt door een lage druksterkte (26 MPa op 28 dagen in tegenstelling tot 63,6 MPa voor het fijn beton) en anderzijds uit het bezwijken van de toplaag. Het ZOB bevond zich in een dermate slechte staat dat eind 2009 beslist werd de toplaag begin 2010 af te frezen en te vervangen. Voordat deze werken konden aanvangen, werd de rijweg zelfs een tijdje afgesloten omdat de veiligheid voor het verkeer niet kon worden gegarandeerd. Met de slechte staat waarin het ZOB zich bevond, was de sterktebijdrage tot de volledige verharding dan ook zeker tot een minimum beperkt. Op vlak van de werking van het DGB kan hieruit het volgende geconcludeerd worden. Bij het ZOB zal de dikte van het DGB eerder bij de 18 cm aanleunen. Voor het fijn beton mag gerekend worden op 22 cm dikte (18 cm + 4 cm). Ook op de hoogteligging van de wapening en het wapeningspercentage heeft dit zijn invloed. In de zone van het ZOB ligt de wapening boven het midden van de 18 cm. Bij het fijn beton is dit ongeveer in het midden van de 22 cm.

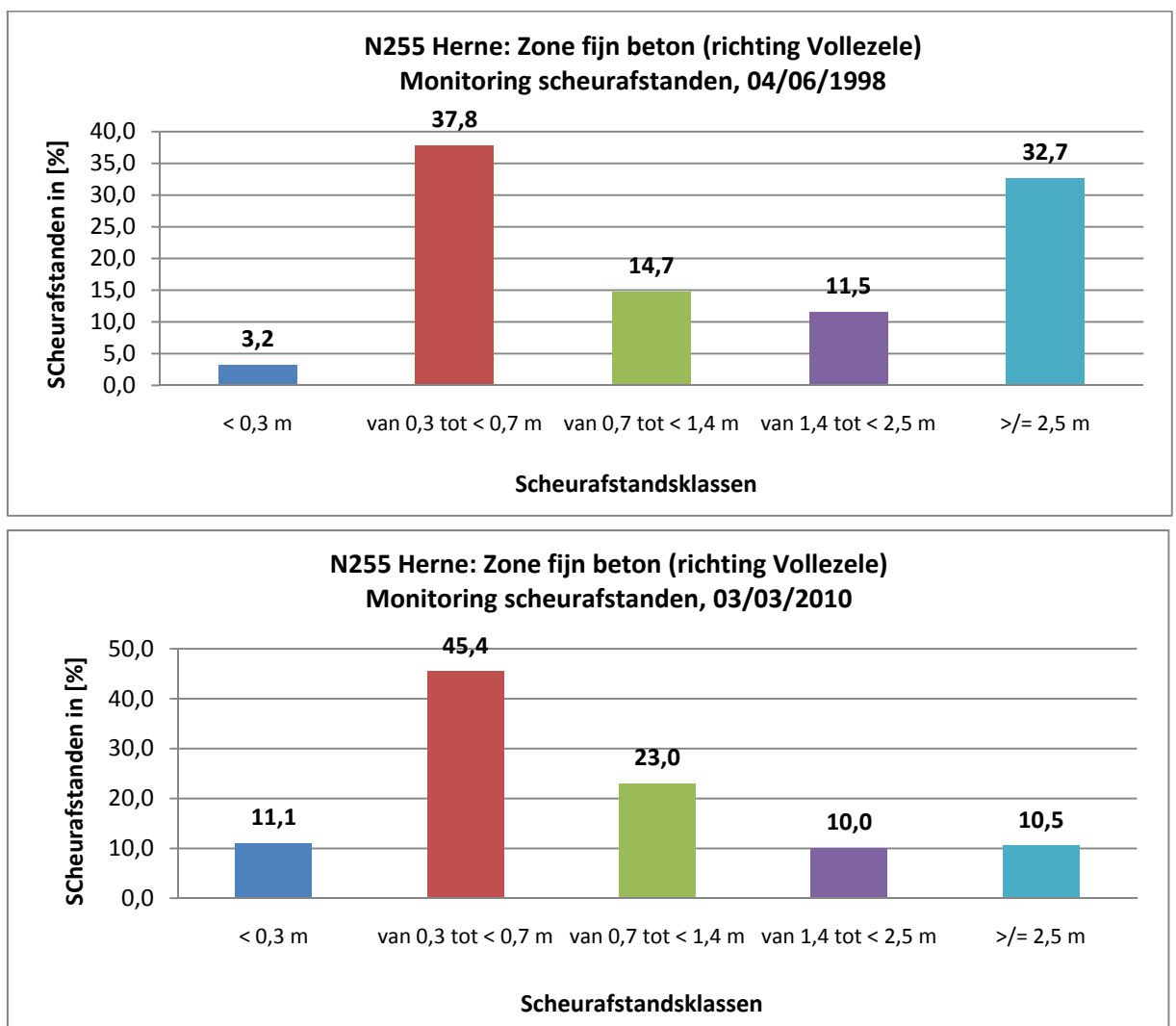
Er wordt een verschillend scheurpatroon verwacht voor de twee proefvakken. In het fijn beton ligt het effectieve wapeningspercentage lager en de effectieve dikte hoger dan bij het ZOB. Zowel een lager wapeningspercentage als een grotere dikte resulteren in grotere scheurafstanden. Wat de scheurwijdtes betreft, stemt een lager wapeningspercentage overeen met bredere scheuren. Hoe hoger de langswapening gelegen is relatief ten opzichte van de betondikte, hoe beter de wapening de scheurwijdte kan beheersen. De bedenkingen omtrent de scheuropening kunnen echter niet vergeleken worden met de werkelijkheid aangezien de scheurwijdte aan het betonoppervlak geen correcte referentie is.

VII.3.2. Bespreking opgemeten scheurpatroon

Het doel van deze bespreking is vooral de evolutie van de scheurvorming te onderzoeken. Voor de beide proefvakken in DGB werd er in 1998 een meting uitgevoerd van het scheurpatroon. Op exact dezelfde plaats werden nu opnieuw de scheurafstanden opgemeten. Dit laat toe de evolutie van scheurvorming tussen 2 jaar na aanleg en 14 jaar na aanleg te bestuderen. De scheuren werden opgemeten voor één rijrichting, namelijk aan de rand van de westelijk gelegen betonplaat. Het meten gebeurde van noord naar zuid.

- **FIJN BETON**

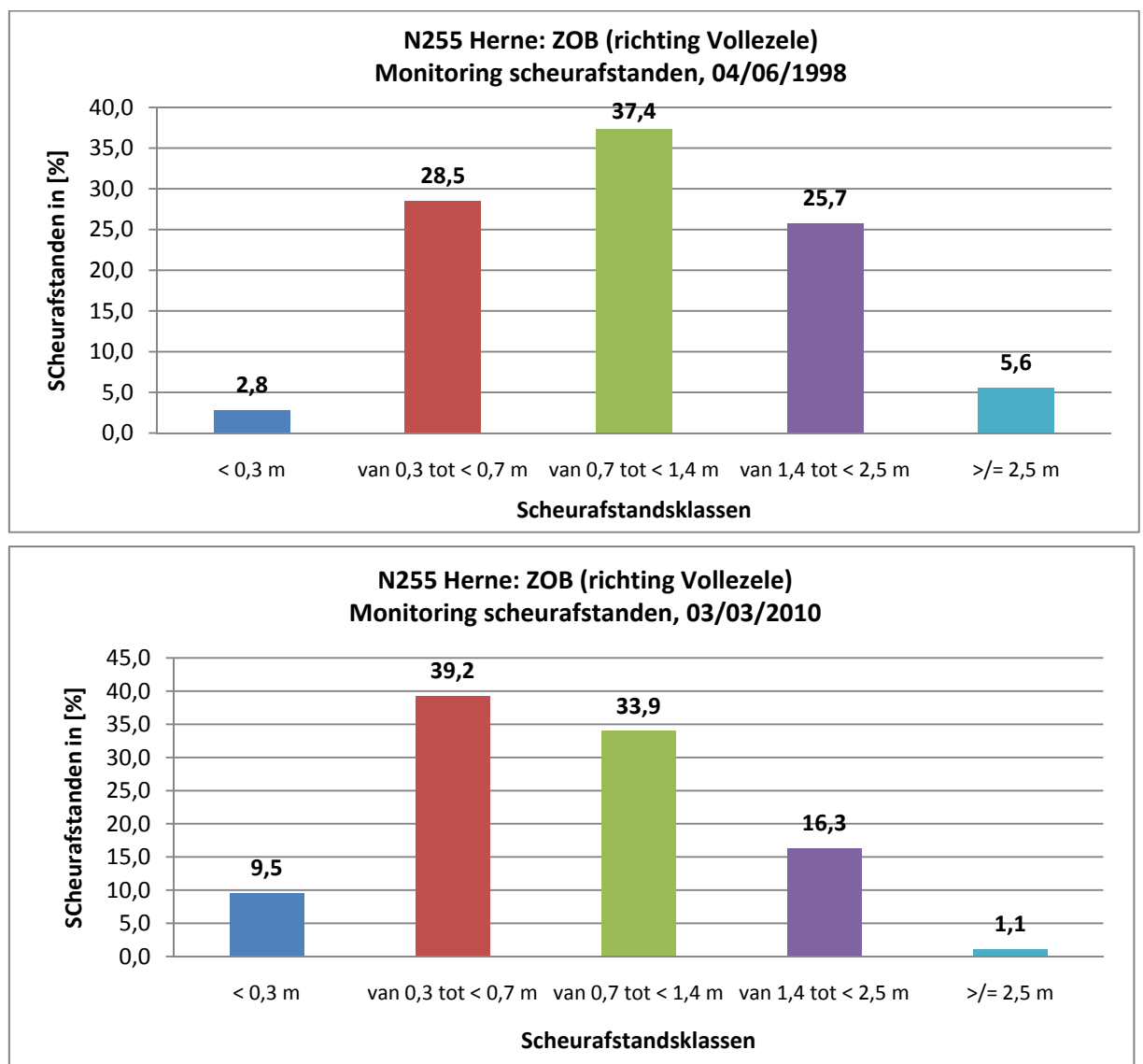
Voor het proefvak met het fijn beton evolueert de gemiddelde scheurafstand van 1,78 m in 1998 naar 1,02 m in 2010. Dit betekent dat 60% van de scheuren zich in de eerste twee jaar heeft ontwikkeld en 40% in de jaren erna. Dit is een trage stabilisatie. Nochtans kende 1996 een hele koude winter. De aanlegtemperatuur lag tussen de 10°C en de 20°C. Deze omstandigheden doen dus niet vermoeden dat de stabilisatie traag zal verlopen.



Figuur 81: De evolutie in de scheurverdeling voor het proefvak op de N255 in Herne met fijn beton

Scheurklasse 5 is sterk afgenomen in die 12 jaar tussen de twee metingen. Dit deed het aandeel van zowel klasse 1, 2 als 3 toenemen met elk ongeveer 8%. Bijna de helft van de scheurafstanden vallen in klasse 2. Aangezien één bepaalde klasse duidelijk het sterkst vertegenwoordigd is, kan besloten worden dat deze verharding met goede zorg werd aangelegd. Ook op de schematische voorstellingen van het scheurpatroon in Bijlage D is te zien dat het scheurpatroon zich ontwikkeld heeft naar een relatief uniform patroon. Aangezien het hier om een proefvak gaat dat door menig mensen werd opgevolgd, zal de aanleg inderdaad met nauwkeurigheid gebeurd zijn. Op de schetsen in Bijlage D is verder nog duidelijk te zien waar de scheuren, die pas na 2 jaar of later zijn ontstaan, zich precies hebben gevormd.

- **ZEER OPEN BETON**



Figuur 82: De evolutie in de scheurverdeling voor het proefvak op de N255 in Herne met ZOB

De gemiddelde scheurafstand voor het proefvak in ZOB evolueert van 1,14 m naar 0,86 m. Onmiddellijk valt op dat de gemiddelde scheurafstand hier lager ligt dan bij het fijn beton. De verklaring werd reeds gegeven. De onderlaag en het fijn beton zullen beter samenwerken als een geheel en het effectieve wapeningspercentage ligt er ook lager. Ook hier geldt opnieuw de vaststelling dat na 2 jaar tijd het scheurpatroon nog niet was voltooid. De ontwikkeling van de scheuren verliep wel sneller bij het ZOB. 76% van de scheuren was gevormd na 2 jaar. De overige 24 % volgde in de jaren erop.

De uiteindelijke verdeling over de scheurafstandsklassen is niet zo uitgesproken als bij het fijn beton. Zowel klasse 2 als 3 hebben een groot aandeel van de scheurafstanden. Klasse 3, 4 en 5 nemen af in het voordeel van klasse 1 en 2. Klasse 5 is hierbij bijna onbestaande geworden.

Van het proefvak met fijn beton kan gezegd worden dat het zich nog in een goede staat bevindt. De verharding met het ZOB daarentegen kende veel schade in de toplaag. In het begin van 2010 werd de toplaag dan ook afgefreesd. Figuur 83 illustreert dit. De onderlaag bevindt zich wel nog in een goede staat en zal worden overlaagd met asfalt. Het meten van de scheuren kon gebeuren in de watergreppel. Daar waren ze duidelijk zichtbaar.

De waterslikkers worden in het beton van de onderlaag ingewerkt zoals op Figuur 80 is te zien. De watersliker zorgt voor een vermindering van de dwarsdoorsnede van het doorgaand gewapend beton. De betonspanningen zullen dan ook hoog zijn aan de randen van de watersliker. Figuur 84 laat duidelijk zien dat er zich aan beide uiteinden van de watersliker een scheur vormt. Dit fenomeen is systematisch aan iedere watersliker waar te nemen. Voor het moment zijn deze scheuren niet nadelig voor de betonverharding. Deze scheuren zijn wel breed aan het oppervlak.



Figuur 83: Het ZOB werd afgefreesd in het voorjaar van 2010



Figuur 84: De scheurvorming naar een watersliker

VII.4. Conclusies omtrent concept 3

Na het afzonderlijk overlopen van de drie case-studies kunnen nog enkele algemene conclusies worden getrokken. Het doel is vooral om besluiten te trekken rond de scheurvorming die zich voordoet bij concept 3. Dit heeft dus betrekking op het DGB in Asse en in Affligem.

Op de schematische voorstelling van het scheurpatroon (zie Bijlage B en C) valt voor beide verhardingen meteen op dat het scheurpatroon van concept 3 opnieuw dichter aanleunt bij dat van concept 1. Het scheurpatroon bevat veel scheurcluster die op grotere tussenafstanden van mekaar gelegen zijn. Met zijn hoog wapeningspercentage en een tussenlaag in asfalt manifesteerde concept 1 een goed lange termijn gedrag. Concept 2 wordt getypeerd door een uniform scheurpatroon met scheurafstanden die voornamelijk in de 'ideale' scheurklasse liggen. Toch was de schade aan deze verhardingen groot. Meestal was dit te wijten aan de onderlaag in schraal beton die niet erosiebestendig is. De case-studies van Asse en Affligem laten niet toe om al uitspraken te doen over het lange termijn gedrag. De verhardingen zijn respectievelijk 2 jaar en een half jaar oud en de scheurpatronen zijn nog niet voltooid. Ondanks het goede gedrag van de verharding in Asse tot nu toe, ziet het scheurpatroon er gevaarlijk uit. Er zijn heel veel clusters en er lopen ook vaak scheuren over in mekaar. De scheurwijdtes zijn er wel klein (behalve in de zone die in afwaartse richting werd gebetonneerd) dus de continuïteit van de verharding is voorlopig gegarandeerd.

Het is aan te raden om zowel de scheurvorming in Affligem als in Asse verder op te volgen. Daarnaast is het ook interessant om oudere verhardingen te bestuderen die werden aangelegd volgens concept 3. In sommige gevallen leiden de clusters wel degelijk tot punch-out. Dit kan te wijten zijn aan een onzorgvuldige uitvoering of het kan te wijten zijn aan de kenmerken van het huidige concept. Indien blijkt dat de punch-out systematisch voorkomt zonder dat er externe oorzaken voor kunnen gevonden worden, dan moet men overwegen om het concept aan te passen. Zowel de betondikte, de tussenlaag in asfalt en de hoogteligging van de wapening zijn kenmerken die op een goede manier bijdragen tot de scheurvorming en het gedrag van het DGB. Vooral de kleine scheurafstand vormt een risico. Door het wapeningspercentage opnieuw wat te verlagen kan ervoor gezorgd worden dat er zich minder clusters zullen vormen. Daar waar het ontbreken van een tussenlaag in concept 2 tot veel schade leidde, worden hier met de asfalttussenlaag de erosieproblemen zo goed als uitgesloten.

Andere factoren die een belangrijke rol spelen in het scheurgedrag zijn de kleef met de tussenlaag, de betonsamenstelling en de omgevingstemperatuur bij aanleg. Een uniforme en goede kleef is nodig voor de fixatie van de betonplaat en het tot stand komen van een uniform scheurpatroon. Als de uitvoering zorgvuldig gebeurt en het asfalt van goede kwaliteit is, zal een goede kleef worden waargenomen. Twee aspecten van de betonsamenstelling zijn heel belangrijk in de scheurvorming. Ten eerste is er de cementsoort die getypeerd wordt door zijn hydratatiwarmte. Portlandcement heeft een hogere hydratatiwarmte dan een hoogovencement. Hoewel verwacht wordt dat dit een grote impact zal hebben op de scheurvorming is dit verschil niet vast te stellen op de E40 te Affligem. Als tweede aspect van het de betonsamenstelling is er het luchtgehalte. Variaties in luchtgehalte kunnen

aanleiding geven tot grote verschillen in betonsterkte. Het luchtgehalte wordt om de zoveel tijd gecontroleerd bij aanleg, maar mag tussen bepaalde grenzen variëren. Het is ook onmogelijk om een constant luchtgehalte te garanderen. Deze variaties kunnen bijgevolg worden beperkt door een zorgvuldige dosering, maar kunnen nooit helemaal uitgesloten zijn. Een factor die al helemaal niet te beheersen is, is de omgevingstemperatuur bij aanleg. Bij de case-studie van Affligem werd duidelijk dat de luchttemperatuur inderdaad een invloed heeft op het gevormde scheurpatroon. Het wordt daarom ten stelligste afgeraden om bij vriesweer of bij temperaturen hoger dan 25°C te betonneren. Binnen deze grenzen kan het temperatuursverschil nog meer dan 20°C bedragen wat zeker zal te merken zijn in het scheurpatroon. Het scheurpatroon kan er anders uitzien, maar daarom hoeft het gedrag nog niet slecht te zijn. Met deze onoverkomelijk variaties moet rekening gehouden worden in het ontwerp.

Bij concept 2 werd een uniform scheurpatroon gevormd. Nochtans zullen er bij die verhardingen ook variaties in de verschillende kenmerken zijn. Dit doet vermoeden dat bij een lager wapeningspercentage de verschillen in betonsterkte, dikte, ... minder tot uiting zullen komen in het scheurpatroon. Een grote daling van het wapeningspercentage is zeker niet aan te raden aangezien de scheurwijdte dan te sterk toeneemt, maar indien bijkomende onderzoeken in dezelfde richting wijzen als bovenstaande bedenkingen, wordt zeker aangeraden om het wapeningspercentage een beetje te doen dalen.

Hoofdstuk VIII Besluit

Na het verduidelijken van de werking van het doorgaand gewapend beton, werden de factoren die een invloed hebben op de scheurvorming van het DGB besproken. De vijf belangrijkste factoren zijn de betonsamenstelling, de betonsterkte, het wapeningspercentage, de wrijving met de onderlaag en de omgevingstemperatuur bij aanleg en erna. Het is vooral belangrijk dat de aanleg zorgvuldig gebeurt en dat er een goede opvolging is van alle te beheersen factoren. Op die manier kunnen de variaties op de verschillende factoren worden beperkt. Toch zijn niet alle factoren te beheersen. Zo kunnen er zich bijvoorbeeld steeds onvoorziene defecten voordoen. De factor die helemaal niet te beheersen valt, is de omgevingstemperatuur. In het ontwerp moet bijgevolg rekening gehouden worden met het verschil in temperatuur die zich kan voordoen.

Voor de verschillende factoren werd verduidelijkt welke invloed ze hebben op de scheurvorming. Ook werd een ruwe schatting gedaan van de mate waarin ze die invloed hebben. De factoren zullen in werkelijkheid echter interageren waardoor het totale effect op het scheurpatroon van alle factoren samen een moeilijk te voorspellen fenomeen is. Vandaar dat het belangrijk is om de uitvoeringen in DGB op te volgen. Door het verzamelen van info omtrent de aanleg en het gebruik van de verharding en het vergelijken ervan met het scheurpatroon dat is waar te nemen, kan men de effecten van de factoren op de scheurvorming van een DGB het best bestuderen.

Vandaar werden er drie case-studies uitgevoerd, namelijk in Affligem, Asse en Herne. Op basis van de gegevens over de aanleg werd een verklaring gezocht voor het scheurpatroon en de scheurverdeling. Volgende aspecten kwamen duidelijk naar voor:

- 1) Het verschil in omgevingstemperatuur bij aanleg zone 2 en 3 in Affligem resulteerde in een verschillende scheurpatroon. Het vak aangelegd bij een temperatuur van 25°C vertoonde meer kleine scheurafstanden dan de strook die 's nachts werd aangelegd.
- 2) Het scheurpatroon in Affligem is niet volgens de verwachtingen. Met de CEM I werd verwacht om een snelle scheurvorming waar te nemen volgens een korte scheurafstand. Dit was niet het geval. Een mogelijke verklaring is dat er zich hele fijne scheuren hebben gevormd die nog niet zichtbaar zijn voor het oog.
- 3) In een verankeringslandhoofd op de E40 hebben zich in een korte tijd na aanleg twee scheuren gevormd en dit ondanks de dubbele langswapening in die zone. Deze scheuren doen geen afbreuk aan de duurzaamheid, maar het optreden ervan is wel opmerkelijk.
- 4) Bij het betonneren op een helling is het belangrijk in opwaartse richting te werken. Zoniet kunnen zich trekscheuren vormen die een iets bredere scheuropening hebben.

- 5) Bij een tweelaagse verharding is het belangrijk dat de toplaag en onderlaag goed hechten en zo als één geheel zullen werken. Zoniet verkleint hiermee de effectieve betondikte en zullen er meer scheuren ontstaan.

Het gedrag van de verhardingen in Asse en Affligem is voorlopig goed en de scheuren zijn fijn. Aangezien deze verhardingen een jonge leeftijd hebben, kunnen hier geen sluitende conclusies getrokken worden. Het scheurpatroon moet zich nog voltooien en dit kan enkele jaren in beslag nemen. Twee case-studies volstaan niet om het scheurpatroon van concept 3 en de tekortkomingen in het gedrag te onderkennen. Daarom wordt, met het oog op aanbevelingen naar toekomstig ontwerp, vooral aangeraden om extra studies uit te voeren en dan vooral iets oudere betonverhardingen van concept 3 te bestuderen om zo over het lange termijn gedrag te kunnen beoordelen. Wat vooral belangrijk is, is na te gaan waar punch-out optreedt en te onderzoeken of de punch-out te wijten is aan de kleine scheurafstand of dat andere redenen aan de oorzaak liggen. Een korte scheurafstand hoeft namelijk niet zo bepalend te zijn voor de duurzaamheid van het beton. Indien het onderzoek toch de korte scheurafstanden als verklaring aanwijst, kan met beslissen om het wapeningspercentage een beetje te laten afnemen. Dit zou kunnen leiden tot een meer uniform scheurpatroon met iets grotere scheurafstanden. Vooral monitoring van verschillende scheurpatronen zal veel extra informatie opleveren.

Referenties

- [1] ARBP, Design of continuously reinforced concrete for highways, Illinois, CRSI, 1981, 41 p.
- [2] BERNAERTS T. en VALKENBORGH F., Gedrag van betonverhardingen onder invloed van temperatuurvariaties, Sint-Katelijne-Waver, De Nayer Instituut, 2007, 75 p.
- [3] BRAAM C.R. en FRENAY J.W., Controlled cracking of continuously reinforced concrete pavements: theory and verification of in-situ measurement, 5th International CROW-workshop, Istanbul 2004, 12 p.
- [4] CORNELIS B. en POUPELEER A-S., Duurzaamheid van zeer open beton, Leuven, Katholieke universiteit Leuven, Eindwerk voorgedragen tot het behalen van de graad van burgerlijk ingenieur bouwkunde, mei 2000, 130 p.
- [5] CROW, Doorgaand gewapende betonverhardingen: Autosnelwegen en overige toepassingen, Ede, CROW, 2001, 112 p.
- [6] DECHAMPS Y., Verhardingen in gewapend cementbeton: informatiestudie, Brussel, OCW, 1963, 179 p.
- [7] FEBELCEM, A glance at the Belgian experience in concrete pavements, 10th International Symposium on Concrete Roads, Brussel, 2006, 93 p.
- [8] HÖLLER S., Optimierung der Durchgehend Bewehrten Betonfahrbahndecke, Dresden, april 2009, 109 p.
- [9] MINISTERIE VAN DE VLAAMSE GEMEENSCHAP, Technisch rapport van de commissie cementbetonwegen: Proefvakken van geluidsarme cementbetonverhardingen, 1996, 25 p.
- [10] MINISTERIE VAN DE VLAAMSE GEMEENSCHAP, Standaardbestek 250 voor de wegenbouw, versie 2.1, april 2006
- [11] MINISTERIE VAN DE VLAAMSE GEMEENSCHAP, Wegstructuren, dimensionering en keuze van de verharding, versie 2, Brussel, 64 p.
- [12] MC CULLOUGH B. F., Criteria for the Design and Construction of Continuously Reinforced Concrete Pavement, Texas, University of Texas, datum?, p. 279-318
- [13] MOONS K., Eindconstructies van doorgaand gewapend beton: toepassing op de R1, Sint-Katelijne-Waver, De Nayer Instituut, Eindwerk voorgedragen tot het behalen van de graad en het diploma van industrieel ingenieur, juni 2006, 112 p.
- [14] NEFF T.L. en RAY G.K., CRCP performance: An Evaluation of Continuously Reinforced Concrete Pavements in Six States, Illinois, CRSI, 1986, 22 p.

- [15] RASMUSSEN R.O, ROGERS R. en FERRAGUT T.R., Continuously reinforced concrete pavements: Design and construction guidelines, FHWA-CRSI, 2009, 172 p.
- [16] RENS L., Betonwegen: een doordachte en duurzame keuze, Brussel, Febelcem, 2009, 31 p.
- [17] RENS L. en BEELDENS A., Het gedrag van doorgaand gewapend beton: recente waarnemingen en onderzoek, Brussel, Febelcem/OCW, ??, 14 p.
- [18] KIM S.K. en MC CULLOUGH B.F., Considerations of thickness tolerance for concrete pavements, Austin, Center for transportation research, 2002, 96 p.
- [19] STET M.J.A., Betonverhardingen, Den Haag, Reed Business Information bv, 2003
- [20] THE TRANSTEC GROUP, CRCP in Texas: Five decades of experience, CRSI Research series n° 11, 2004, 12 p.
- [21] VERHOEVEN K., Les revêtements en béton armé continu, Brussel, Febelcem, 1980, 8 p.
- [22] VERHOEVEN K., Dunne overlagen van cementbeton, Brussel, OCCN, 1990, 49 p.
- [23] VERHOEVEN K., Gedrag van doorlopend gewapend beton, Brussel, OCCN, 1992, 38 p.
- [24] WON M.C. en CEYLAN H. en BARENBERG E.J., Effects of longitudinal steel reinforcement on CRCP behavior, Proceedings of the International workshop on best practices for concrete pavements, Brazil 2007, 10 p.
- [25] WON M.C. en CHOI S. en NAM J., Behavior and performance of continuously reinforced concrete pavement, 9th international conference on Concrete Pavements, San Francisco 2008, 17 p.

Bijlagen

Bijlage A: Gegevens en meetresultaten van proefvakken in Houston [24]

Deze bijlage geeft een samenvatting van de gegevens van twee testsecties aangelegd in Houston in 1989. Ook de resultaten van een monitoring van de scheurafstanden in 1990 en 2005 worden hier weergegeven. De grafieken geven de gemiddelde scheurafstand voor de verschillende vakken alsook de standaarddeviatie erop. Voor meer details omtrent dit onderzoek wordt verwezen naar [24].

Er worden twee testsecties bestudeerd. Sectie I werd aangelegd in de zomer in 1989 en sectie II in de winter van datzelfde jaar. Iedere sectie bestaat uit 8 opeenvolgende vakken van elk 70 m lengte. Twee verschillende granulaten werden gebruikt namelijk gebroken kalksteen (LS) en riviergrind (SRG = silicious river gravel). Deze twee granulaten zijn uitersten op vlak van thermische uitzettingscoëfficiënt α en elasticiteitsmodulus E.

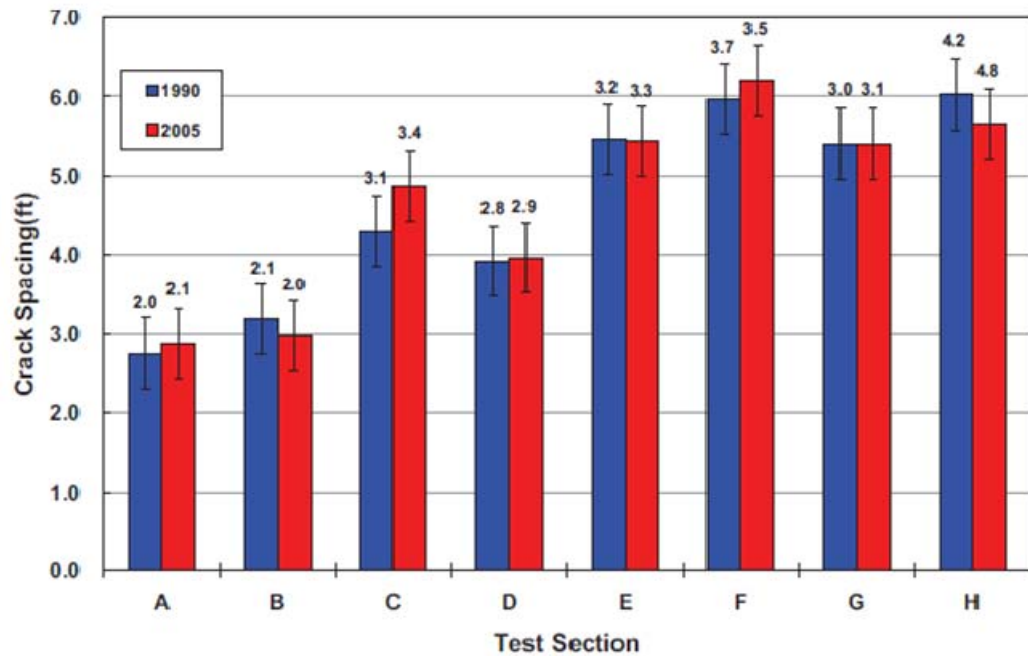
	LS	SRG
α [C ⁻¹]	4×10^{-6}	5×10^{-6}
E [psi]	4×10^{-6}	6×10^{-6}

Verder varieert ook het wapeningspercentage over de verschillende stroken. De percentages per vak vindt men terug in onderstaande tabel. Stroken D en B bezitten ongeveer hetzelfde percentage, maar worden gerealiseerd door gebruik van verschillende staafdiameters.

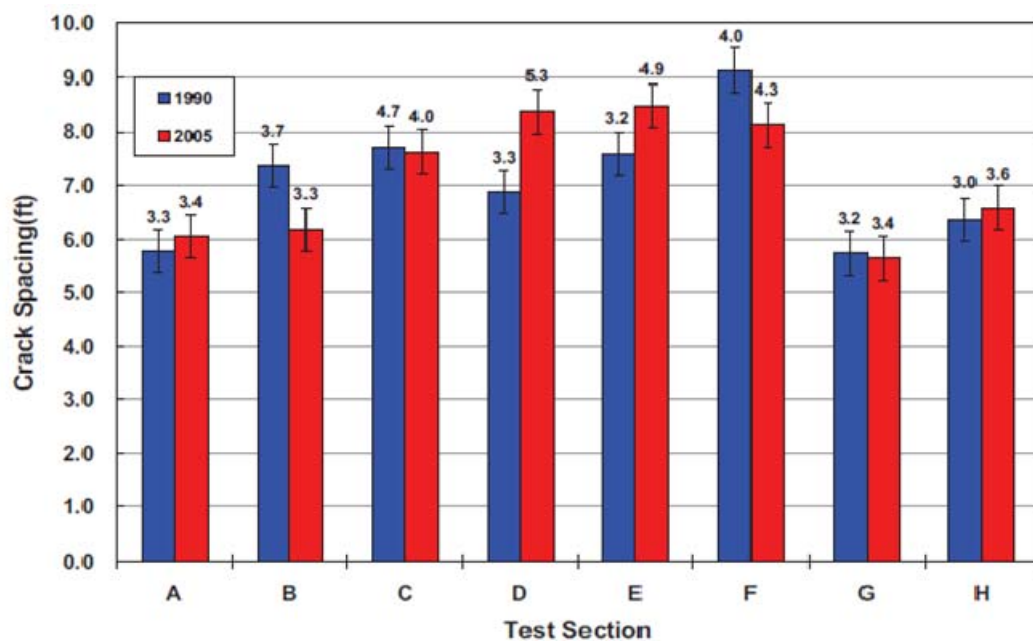
Reinforcement Level	SRG (Section Designation)	LS (Section Designation)
High (#6 bar)	0.62 % (A)	0.67 % (H)
Medium (#6 bar)	0.50 % (B)	0.58 % (G)
Low (#6 bar)	0.38 % (C)	0.45 % (F)
Medium (#7 bar)	0.48 % (D)	0.56 % (E)

Monitoring van scheurafstanden op de twee secties in 1990 en 2005 gaf volgende resultaten:

Sectie I aangelegd in juni 1989 met een dikte van 11 inch

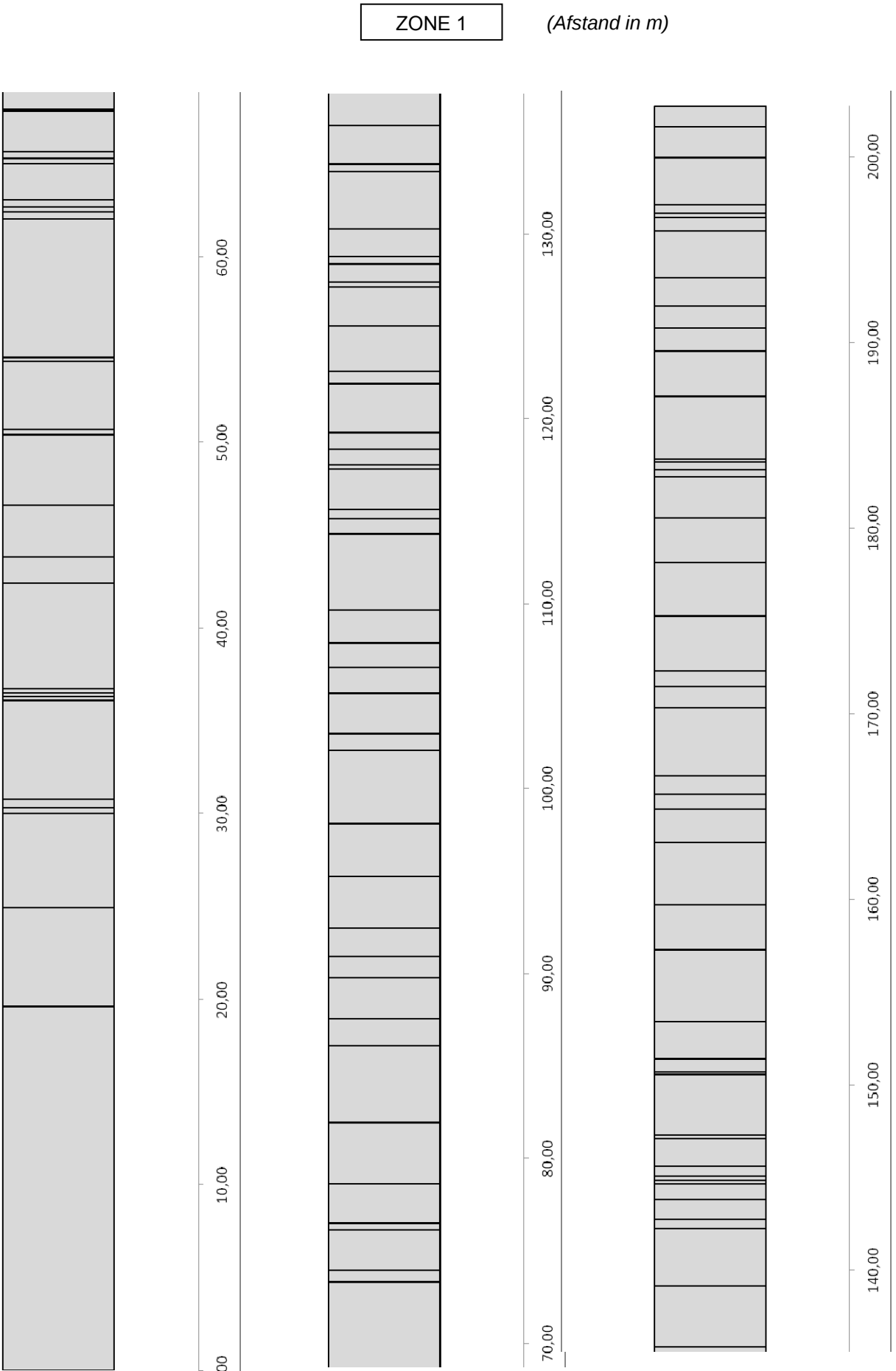


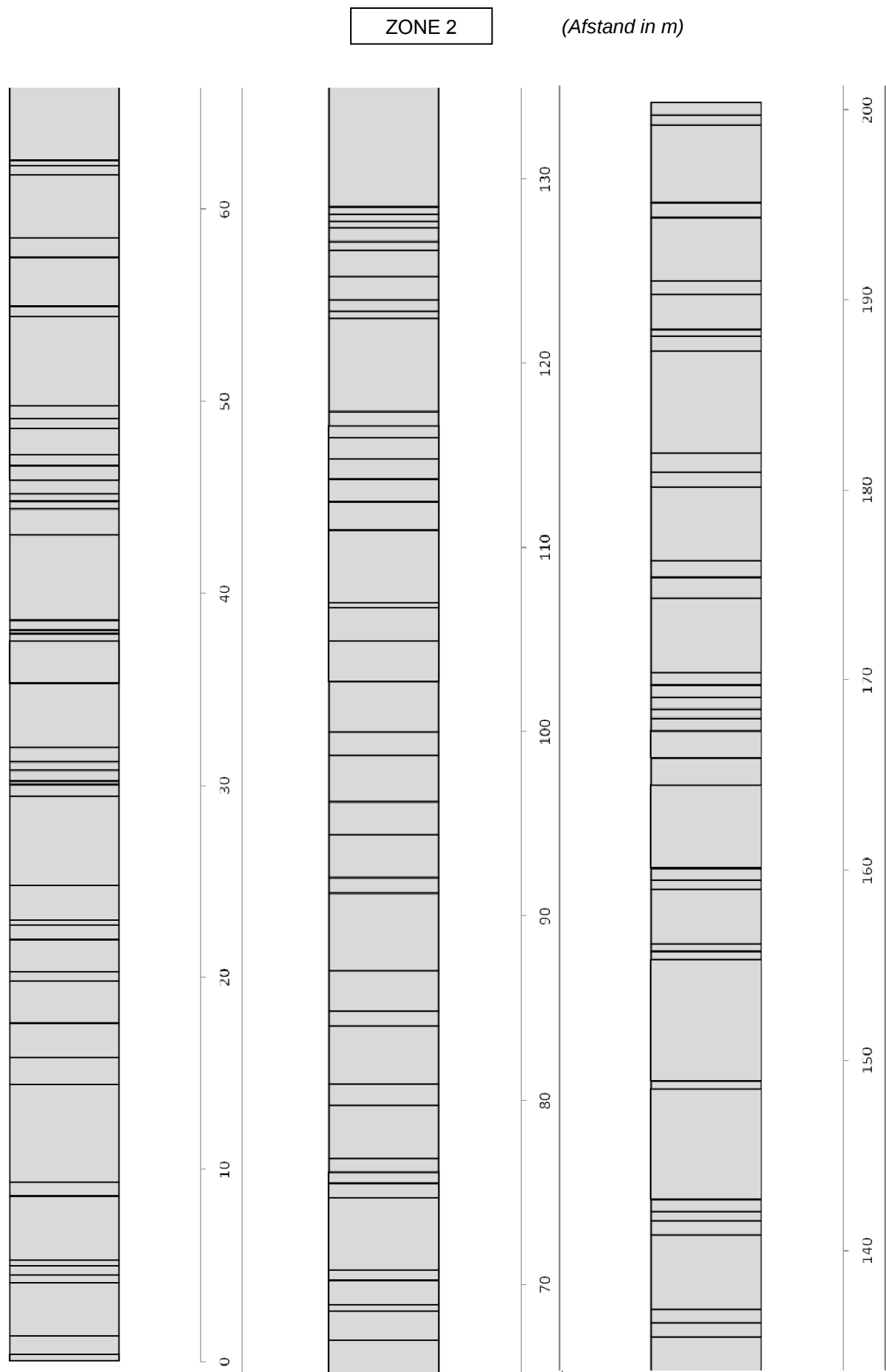
Sectie II aangelegd in december 1989 met een dikte van 10 inch

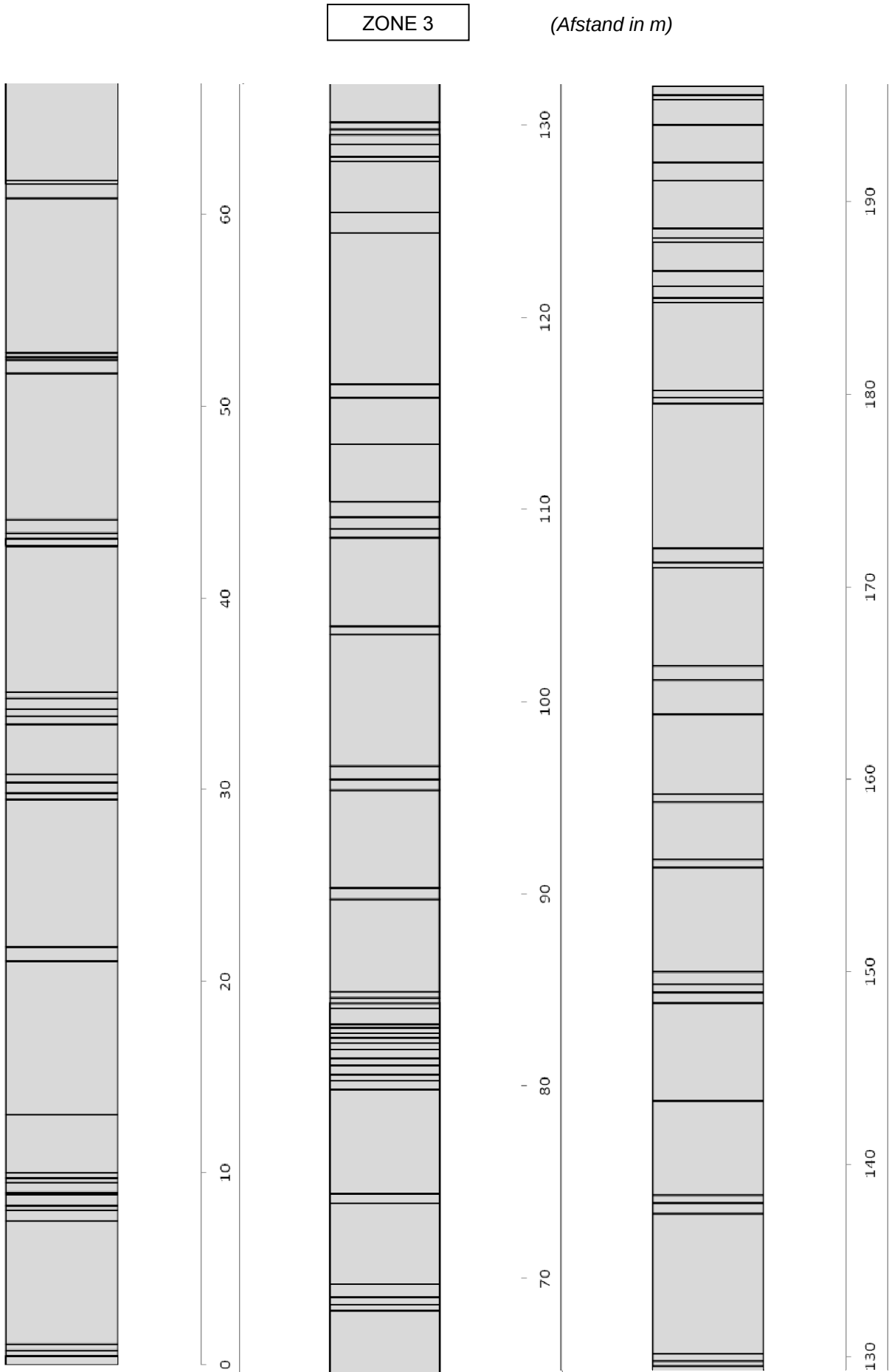


Opmerking: Voor de vakken C en F uit sectie I en A, D, E en H uit sectie II is blijkbaar een telfout gebeurd aangezien de gemiddelde scheurafstand er toeneemt na 15 jaar.

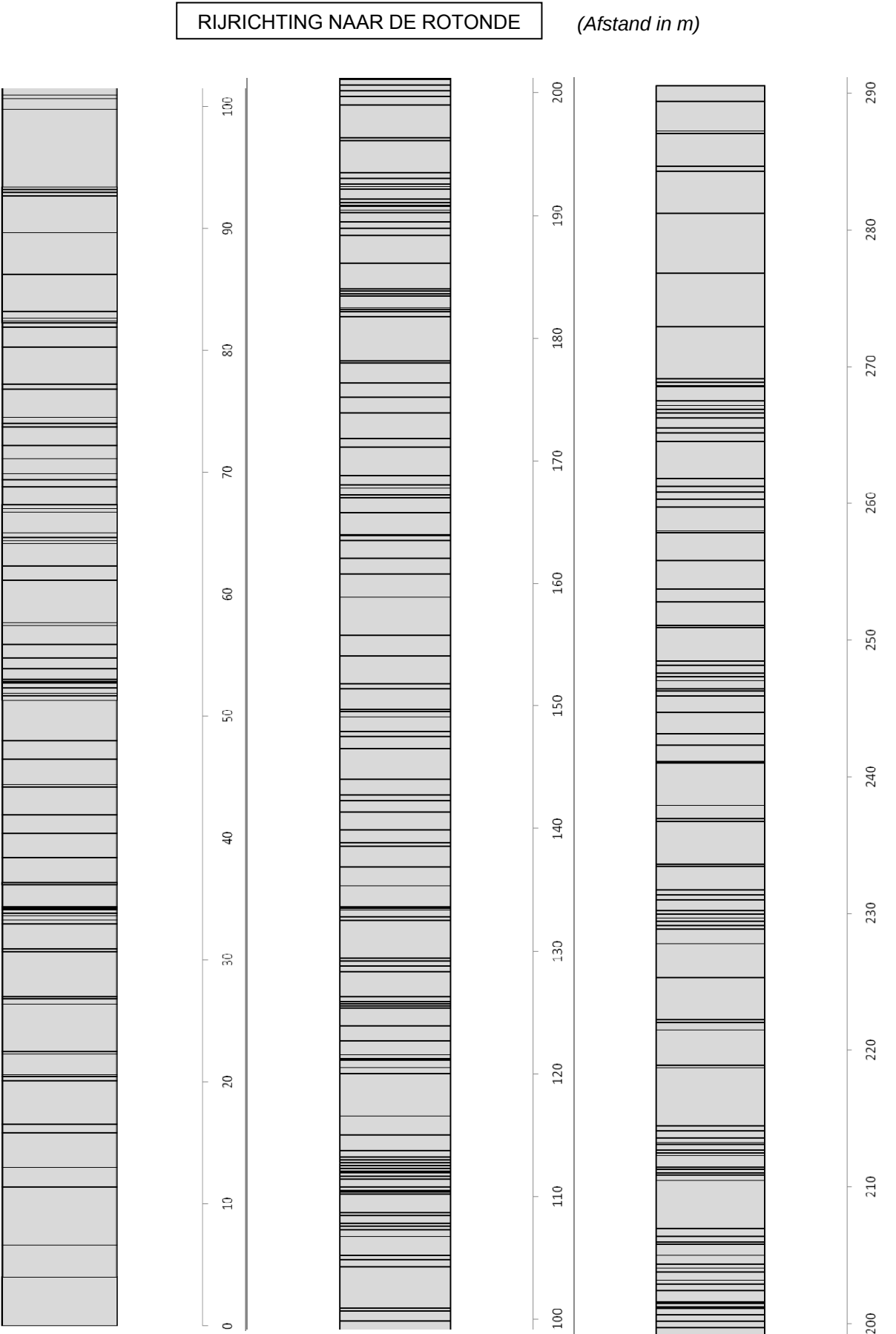
Bijlage B: **Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de E40 te Affligem**

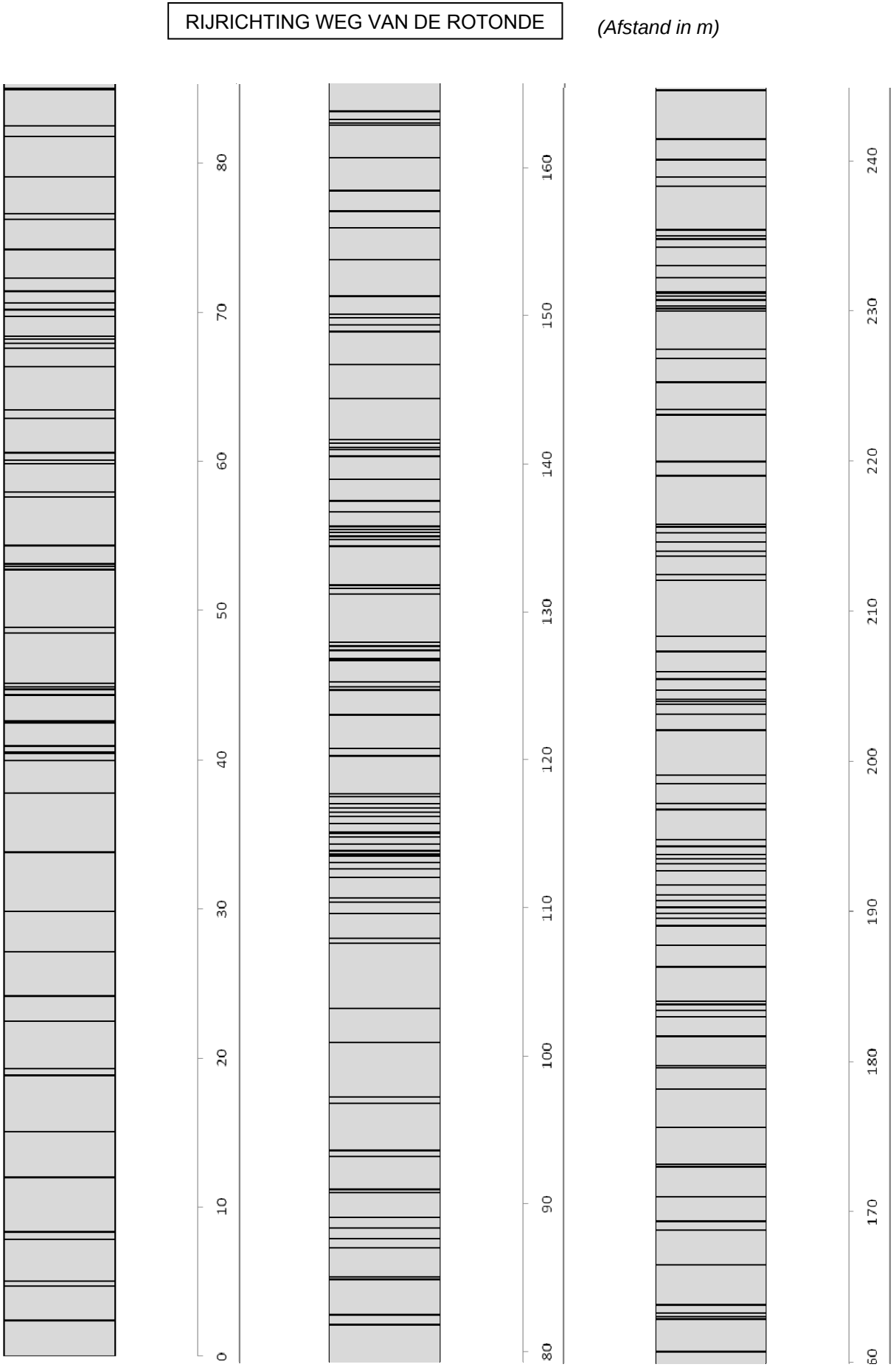






Bijlage C: **Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de N9k te Asse**





Bijlage D: *Schematische voorstelling van het scheurpatroon op de N255 in Herne*

