

HET GEDRAG VAN DOORGAAND GEWAPEND BETON : RECENTE WAARNEMINGEN EN ONDERZOEK

IR. LUC RENS

Febelcem

DR. IR. ANNE BEELDENS

OCW

Samenvatting

Verhardingen in doorgaand gewapend beton (DGB) vormen al sinds de jaren zeventig een frequent toegepaste techniek op Belgische autosnelwegen en andere zwaar belaste wegen.

Het gedrag van DGB wordt beïnvloed door een aantal specifieke kenmerken zoals het scheurpatroon, de scheurafstanden en scheurwijdtes evenals de bewegingen van de verharding als gevolg van temperatuursvariaties, zowel dag-nacht als seizoensgebonden. Verschillende onderzoeken en opvolging van de prestaties, zowel positieve als schadeverschijnselen, hebben in het verleden al geleid tot aanbevelingen in het ontwerp van DGB.

Huidige bijdrage beschrijft een aantal observaties en proefnemingen uitgevoerd in de periode 2000-2008 met betrekking tot :

- *de aanhechting van het DGB met de onderlaag in asfalt of met de fundering in schraal beton en de evolutie ervan in de tijd;*
- *de bewegingen ter hoogte van eindvoegen onder invloed van verkeer en temperatuur;*
- *de scheurafstanden – en openingen voor het moderne fijn uitgewassen betonoppervlak.*

Résumé

Les revêtements en béton armé continu (BAC) constituent depuis les années septante une technique fréquemment utilisée en Belgique sur les autoroutes et autres chaussées fortement sollicitées.

Le comportement du BAC est influencé par un certain nombre de paramètres spécifiques tels que le schéma de fissuration, les entre-distances et les ouvertures des fissures ainsi que le mouvement du revêtement suite aux variations de température, aussi bien jour-nuit que liées aux saisons.

Par le passé, diverses recherches et suivi des performances, aussi bien positives que des phénomènes de dégâts, ont mené à des recommandations pour la conception du BAC. La présente communication décrit un nombre d'observations et d'essais exécutés dans la période 2000-2008 et relatifs à :

- *l'adhérence du BAC avec la sous-couche en hydrocarboné ou avec la fondation en béton maigre et son évolution dans le temps ;*
- *les mouvements à hauteur des joints terminaux sous l'influence du trafic et de la température ;*
- *l'entre-distance et l'ouverture des fissures à la surface des revêtements modernes en béton fin lavé.*

1. Inleiding

Het doorgaand gewapend beton als wegverharding werd in België voor de eerste maal in de jaren vijftig toegepast op enkele experimentele werven. In de jaren zestig werden de ervaringen uitgebreid met nieuwe wegvakken die van nabij werden opgevolgd. In 1968 vond dan een studiereis plaats naar een aantal Amerikaanse Staten door een delegatie van het toenmalige Bestuur der Wegen en de onderzoekscentra van de staal- en cementnijverheid. De opgedane bevindingen werden neergeschreven in een uitvoerige publicatie en een aantal ontwerpgegevens en uitvoeringstechnieken werden aangepast om tot een optimaal concept te komen voor België. Met de realisatie van 275 km autosnelwegen tussen 1970 en 1974 was de eerste massale toepassing een feit. In die periode werden onder andere de E40 Brussel-Leuven-Luik en de E34 Ranst-Turnhout-Meer aangelegd.

Reeds van in het begin werd het gedrag van het DGB opgevolgd, voornamelijk m.b.t. de mogelijke corrosie van de wapening. Het meest volledige en op internationaal vlak zeer gewaardeerde onderzoeksrapport werd in 1992 gepubliceerd door het Nationaal Centrum voor Wetenschappelijk en Technisch Onderzoek der Cementnijverheid (OCCN) (ref. 1). Door auteur ir. Karel Verhoeven werden de scheurpatronen en scheuropeningen weergegeven voor de verschillende types structuren die in België tot dan toe werden toegepast. Het belangrijkste element uit het onderzoek is echter de kwantificering van de corrosie van de langswapening, respectievelijk na 10 en 20 jaar dienst met als algemeen besluit dat deze als miniem mag worden bestempeld met een maximale sectievermindering van ca. 0,04 % op de meest ongunstige plaatsen. Tot slot maakt hij een analyse van de problematiek van de lokale schadegevallen, met name die ter hoogte van constructie- of dagvoegen alsook de ponsschade, beter gekend onder de Engelstalige benaming "punch-out" en maakt hij enkele pertinente aanbevelingen om deze te voorkomen.

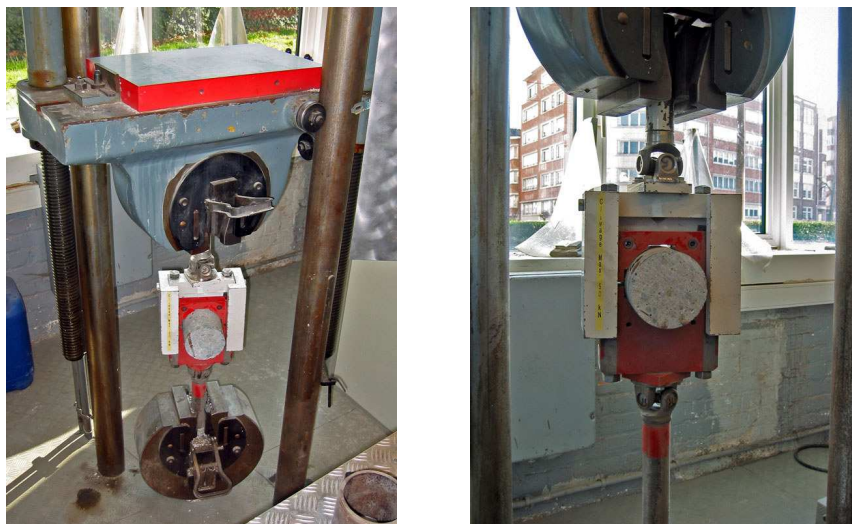
Ondertussen zijn veel van de onderzochte wegvakken al meer dan 35 jaar in dienst, enkele van de eerste proefvakken zelfs meer dan 40 jaar. Het ware dus zeker interessant om een nieuw onderzoek op te starten over de evolutie van het scheurpatroon, de wapeningscorrosie, de aanhechting en de relatie ervan op goede of slechte prestaties van de bewuste wegvakken. Dit artikel heeft geenszins de pretentie om een vervolg te willen zijn op de befaamde OCCN-studie van begin jaren negentig. Wel wil het erop aansluiten door een aantal proef- en waarnemingsprogramma's van pakweg de voorbije tien jaar samen te vatten en de link te leggen met vroegere besluiten en aanbevelingen.

2. Hechting tussen de lagen

Het ontwerp en het gedrag van doorgaand gewapend beton worden in belangrijke mate beïnvloed door de hechting tussen het DGB en de fundering. Onmiddellijk na aanleg is er in principe een goede aanhechting tussen het rijwegbeton en de onderliggende laag (bovenste deel van ongebonden steenslag, cementgebonden steenslag, schraal beton, asfaltlaag). Na verloop van tijd wordt een vermindering van de aanhechting vastgesteld. Deze vermindering blijkt groter te zijn voor schraal beton dan voor asfalt. Dit is dan ook een van de redenen voor het aanbrengen van een asfaltlaag tussen het DGB en de fundering in schraal beton.

Oorspronkelijk was het doel van deze laag een effen en homogene laag te creëren voor de plaatsing van de wapening. Een belangrijker voordeel van deze laag is echter de bescherming van de onderlaag tegen de eroderende werking van water. Door de aanwezigheid van deze laag kan het water niet tot aan de fundering komen. En zoals reeds aangehaald is door de aanwezigheid van de asfaltlaag een verhoogde hechting tussen beide betonlagen waargenomen, waardoor de draagkracht en de levensduur verhoogd wordt. Om deze hechting goed in te rekenen is het noodzakelijk de evolutie van deze hechting te kennen.

Voor de bepaling van de kleef of aanhechting tussen de lagen bestaan er verschillende methoden. Met de kleef wordt zowel de adhesie als de horizontale wrijving tussen de lagen bedoeld. De proef die in België meestal wordt gebruikt gebeurt volgens een Amerikaanse methode, namelijk met het IOWA – afschuifapparaat – zie figuur 1. Over de kleef beton-beton en beton-asfalt werd in 1990 al uitvoerig gerapporteerd (ref. 2) met als conclusie dat de kleef beton-asfalt betrouwbaarder en homogener is dan beton-beton of beton-schraal beton. Ook het type van asfalt speelt een belangrijke rol. Hierover werd een laboratoriumonderzoek verricht (ref. 2, tabel 5.5). Een open of begrind asfalt leverde de beste resultaten op (kleefsterkte van 1,46 tot 2,07 N/mm² na 90 dagen); gevolgd door de tussenlagen (1,32 tot 2,00 N/mm² na 90 dagen) en tenslotte de toplaag (0,70 tot 0,87 N/mm²). In de praktijk lagen de waarden doorgaans lager (1,7 N/mm² voor het open asfalt gebruikt als tussenlaag; 0,8 tot 1,4 N/mm² voor het type asfalt voor onderlaag). In 2001-2002 werd in Wallonië een proevenprogramma uitgevoerd in het kader van de ontwikkeling van de dimensioneringssoftware DIMMET. In dit programma werden tientallen kernen geboord uit verschillende autosnelwegen en gewestwegen en werd naast de dikte van de verschillende lagen en de slijttreksterkte van het beton, ook de aanhechting tussen de verschillende lagen gemeten. De resultaten worden in tabel 1 samengevat.



Figuur 1 : apparaat voor de IOWA-afschuifproef

Tabel 1 : kleef tussen de lagen (resultaten van 2001-2002)

Wegvak	Jaar aanleg beton	Lagen	Gemiddelde kleef (N/mm ²)
A15 Namur-Liège	1971-1972	DGB op tussenlaag asfalt	1,15
N50 Barry – Basècles	1968-1970	DGB op tussenlaag asfalt	0,90
A17 Tournai-Mouscron	1984	DGB op tussenlaag asfalt	0,53
N921 Andenne-Bierwart	1967	DGB op schraal beton	1,87
A4-E411 Brussel-Namur	1972-1973	Toplaag asfalt op DGB	1,28
N4 richting Marche-en-Famenne	1980	Toplaag asfalt op platenbeton	1,10

Op de A15 en N50 werden na meer dan 30 jaar nog steeds goede waarden voor de kleef gevonden. Op de A17 bleek dit na 16 jaar al niet meer het geval en waren er veel kernen waar geen kleef meer aanwezig was. Mogelijk was er hier een probleem met de kwaliteit van de asfaltlaag. Dit heeft zich op dat wegvak gemanifesteerd door talrijke schadegevallen van punch-outs wat een bevestiging is van het belang van de kwaliteit van de asfaltlaag en van de kleef met het beton.

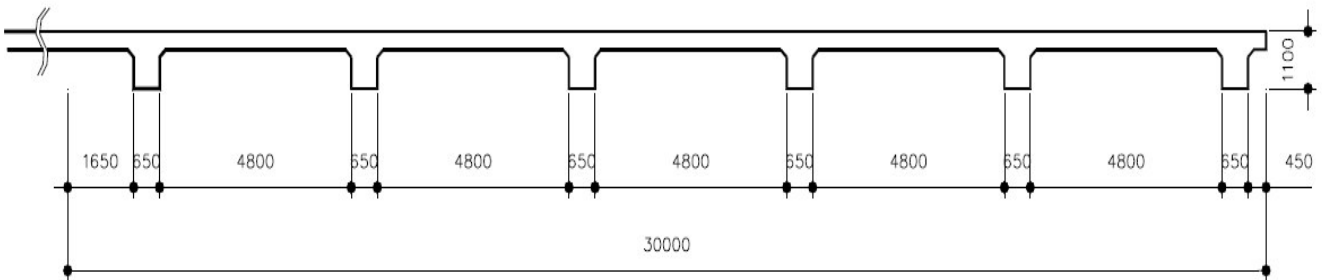
Voor de bitumineuze toplagen, die recenter werden aangebracht op het DGB, bleek er ook een goede kleef te bestaan met het onderliggend beton. Meest frappant is echter de uitstekende kleef tussen beton en schraal beton die werd gemeten op de N921 op een ouderdom van 35 jaar ! Dit toont wel aan dat het in bepaalde gevallen mogelijk is om, zoals het in de Verenigde Staten gebruikelijk is, een klevende overlay van beton op beton te realiseren. In dit geval heeft het goede resultaat hoogstwaarschijnlijk te maken met de uitstekende kwaliteit van het schraal beton. Het betrof hier immers een experimentele werf die van nabij werd opgevolgd. Bovendien is de spreiding van de resultaten wel erg groot (standaardafwijking van 1,08 N/mm² en enkele kernen waar het rijk beton was losgekomen van het schraal beton). Het blijft dan ook ten zeerste aanbevolen om niet af te wijken van de huidige standaardpraktijk in België om een onderlaag in asfalt te voorzien tussen zowel doorgaand gewapend beton als platenbeton (bouwklasse B1-B5) en de cementgebonden fundering.

Vergeet we ook niet dat de asfaltlaag ook regulerend werkt voor het scheurpatroon in DGB, een beter verticaal contact creëert tussen de verschillende lagen – zelfs als er geen kleef meer is – en waterindringing in de structuur vermijdt.

We merken trouwens dat in meer en meer landen het Belgisch voorbeeld wordt gevolgd en wordt gekozen voor een bitumineuze laag tussen fundering en doorgaand gewapend beton. In Oostenrijk gebeurt dit overigens ook voor de autosnelwegen in platenbeton.

3. Eindverankeringen en thermische bewegingen

Een tweede belangrijk punt bij doorgaand gewapend beton is de thermische beweging en bijgevolg de eindverankering. Klassiek wordt in België een verankeringslandhoofd bestaande uit zes dwarse ribben toegepast om de beweging aan de uiteinden van een verharding in doorgaand gewapend beton te beperken. Dit is een keuze die eind jaren zestig werd gemaakt na een theoretische evaluatie en het uitvoeren van experimentele werken waarbij verschillende types van eindverankering werden uitgetest en beoordeeld op basis van een tiental technische criteria (ref. [3](#) en [4](#)).



Figuur 2 : standaardoplossing van verankeringslandhoofd met zes ribben volgens SB250

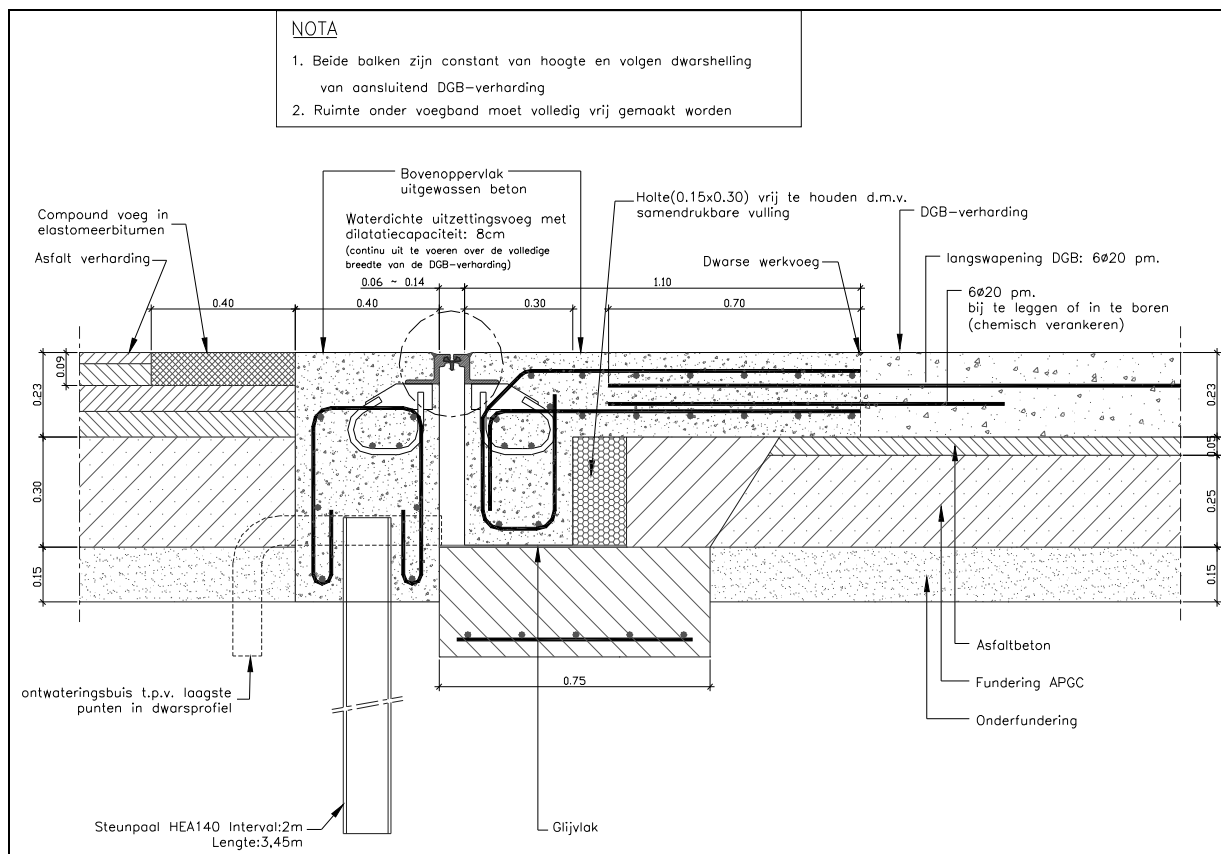
Algemeen gesproken zijn er twee types van einddispositieven voor DGB : het eerste type dat tracht om de eindbeweging maximaal uit te sluiten – het verankeringslandhoofd is daar een voorbeeld van – en het tweede type dat een beweging van de verharding in DGB toelaat, maar ervoor zorgt dat die beweging niet wordt doorgegeven naar de aanliggende constructie of verharding. Een klassiek voorbeeld van het tweede type is de in de Verenigde Staten veel gebruikte oplossing met de “wide flange beam”. Die voeg bestaat uit een groot I-profiel dat verankerd zit in een funderingsblok. Het bewegend deel van de DGB verharding kan over het funderingsmassief schuiven tussen de flenzen van het I-profiel. (ref. [8](#)). Figuur 3 toont een foto van een uitvoering bij de overgang van DGB naar een betonnen brugdek.



Figuur 3 : “Wide flange beam terminal” bij overgang DGB naar brugdekverharding

Een belangrijk argument om voor het eerste type te kiezen is het behoud van de aanhechting tussen de lagen, waarvan het belang werd aangehaald in vorige paragraaf. Indien men de beweging van de verharding toelaat – in het tweede type dus – riskeert men dat de verharding in de eindzone zal loskomen van de onderliggende laag en zo gevoeliger wordt voor opgesloten water en doorponsschade.

Zogoed als alle einddispositieven in België zijn verankeringslandhoofden met de standaardoplossing met zes ribben. Niettemin werd tijdens de renovatie van de Ring van Antwerpen (2004-2005) een andere eindvoeg, van het tweede type, gebruikt, namelijk een constructie waar de beweging wordt opgevangen in een vertande voeg zoals meestal wordt toegepast bij brugvoegen. Dit type eindvoeg was midden de jaren negentig al toegepast op de ring van Willebroek. Het principe bestaat erin twee eindbalken te voorzien, één die wordt verankerd in de ondergrond en dus als onbeweeglijk wordt beschouwd en een andere die solidair met de verharding wordt verankerd en ermee beweegt over een glijvlak. Zie figuren 4 en 5 (ref. 4).



Figuur 4 : ontwerp van de eindvoeg op de Ring van Antwerpen

In het kader van afstudeerwerken (ref. 5 en 6) aan de hogeschool De Nayer te Sint-Katelijne-Waver werden gedurende twee jaar metingen uitgevoerd ter hoogte van deze eindvoeg om de verplaatsing van het doorgaand gewapend beton in functie van temperatuur en verkeer te bepalen.



Figuur 5 : realisatie van de eindvoeg op de Ring van Antwerpen

Een eerste interessante vaststelling was dat de curve “verplaatsing van de verharding (openen of sluiten van de voeg)” in functie van de “tijd (of temperatuursverloop)” samengesteld werd uit een aaneenschakeling van pieken, gevolgd door een horizontaal verloop, waarbij de pieken overeenstemden met het passeren van een vrachtwagen. Dit betekent dat er ingevolge de temperatuursvariatie een spanning wordt opgebouwd in de voeg maar dat de verplaatsing van het beweegbare gedeelte slechts plaatsvindt na sollicitatie van de voeg door zware verkeersbelasting.

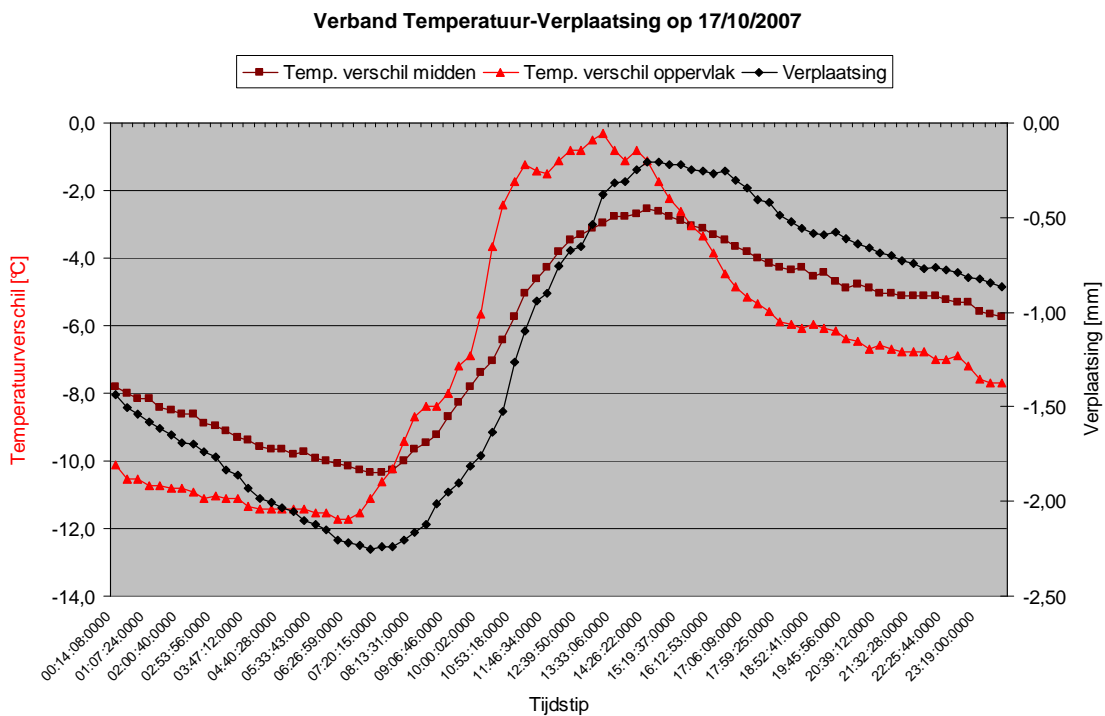
De temperatuur in een betonplaat verloop volgens een bepaalde gradiënt. In ref. 6 werd onderzocht welk het temperatuursverloop in een betonplaat is en welke de temperatuur is die moet beschouwd worden voor de bepaling van de overeenstemmende thermische verplaatsing. Volgende besluiten werden getrokken die kunnen afgelezen worden in figuur 6. De helling van de temperatuurstijging is steiler dan de helling van de temperatuursdaling. Oorzaak hiervan is het effect van de rechtstreekse bestraling door de zon tijdens de opwarmingsfase. Ook het vertragingseffect van de opwarming wordt vastgesteld : de temperatuur in het midden van de plaat (paarse punten) volgt de temperatuur aan het oppervalk (rode punten) met een zekere vertraging (1,5 à 2 uur). Een derde vaststelling is dat de maximale verplaatsingen overeenkomen met de uiterste temperaturen in het midden van de betonverharding. Tevens werd volgend verband gevonden tussen de temperatuur in het midden en aan het oppervlak :

$$T_{\text{midden}} < 0,82 T_{\text{opp}} + 6,9$$

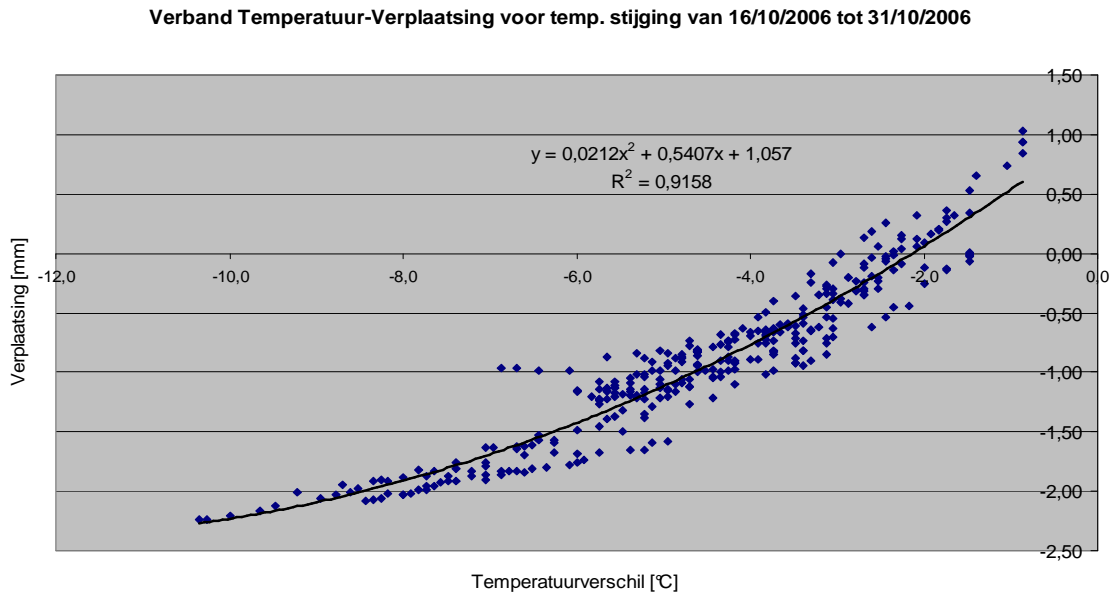
In beide eindwerken werd het kwadratisch verband tussen de verplaatsing van de betonverharding en de temperatuursvariatie vastgesteld. Dit komt omdat de verplaatsing evenredig gebeurt met temperatuur en met actieve lengte, terwijl de actieve lengte zelf functie is van de temperatuursvariatie. De correlatie wordt weergegeven met volgende formule (ref. 3,5,6).

$$d = (\alpha \cdot \Delta T)^2 \cdot E / 2 \cdot \mu \cdot \gamma$$

Aangezien de verplaatsing in de voeg “d” en het temperatuurverschil “ ΔT ” opgemeten worden en de thermische uitzettingscoëfficiënt “ α ”, de elasticiteitsmodulus “E” en de volumemassa “ γ ” eigenschappen van het materiaal beton zijn, kan hieruit de waarde van de wrijvingscoëfficiënt “ μ ” bepaald worden. In ref. 6 wordt een gemiddelde waarde bepaald uit de individuele metingen van de verplaatsing en temperatuur. Deze waarde bedraagt 1,58 wat zeer goed overeenstemt met de waarde die dikwijls in de berekeningen wordt aangenomen (ref. 3). Wanneer men echter de totale temperatuursvariatie (ca. 9°C) en de overeenstemmende verplaatsing (3,2 mm) volgens figuur 6 in acht neemt, bekomt men een waarde voor μ van 4,2 die beduidend hoger ligt. Deze grootte geeft niet alleen de wrijving weer maar ook de kleef tussen de lagen. De hoge waarde verklaart dat er voor DGB-verhardingen volgens het actueel concept, met tussenlaag in asfalt, en verankeringslandhoofden met zes ribben, er zelden een restverplaatsing wordt vastgesteld.



Figuur 6 : Temperatuurverloop in een betonplaat



Figuur 7 : Verplaatsing van de voeg in functie van de temperatuur

Omwille van het eerder aangehaalde belang van de aanhechting tussen de lagen werden enkele kernen geboord in de nabijheid van de eindvoeg. De resultaten zijn weergegeven in tabel 2. Hieruit blijkt dat de bekomen waarden erg laag liggen, zeker voor een structuur met een ouderdom van slechts twee jaar. Maar de waarde voor de kern ontnomen op 1m van de eindvoeg is quasi dezelfde als die voor de kern ontnomen op 80 m, daar waar men zou kunnen verwachten dat vlakbij de voeg, waar de beweging van de verharding maximaal is, er een beduidend lage waarde zou gemeten worden. Of omgekeerd, op voldoende afstand van de voeg, waar de eindbeweging zo goed als geneutraliseerd is door de wrijving, aanhechting en eigengewicht van de verharding, zou men een veel betere aanhechting tussen beton en asfalt verwachten. Mogelijk ligt de verklaring hiervoor in het nieuwe type asfalt dat ontwikkeld werd voor de tussenlagen onder DGB, namelijk het ABT-B1, dat op de R1 voor het eerst werd toegepast. Voor het ontwerp van de mengselsamenstelling van dit asfalt werd vooral een soepele en waterdichte laag beoogd wat resulteerde in een lichtjes hoger bitumengehalte. De bovenlaag van dit asfalt is meer gesloten dan de klassieke onderlaag in asfaltbeton (AB-3B) wat een negatief effect kan hebben op de aanhechting omdat de cementpasta van het verse beton minder goed in de asfaltlaag kan dringen. Deze bevindingen zijn nog verder te onderzoeken. Het soepelere en dus minder brosse gedrag van de ABT-B1 is alleszins een goede zaak op vlak van duurzaamheid.

Tabel 2 : resultaten van aanhechting asfalt – beton in de omgeving van de eindvoeg op de Ring van Antwerpen

Kern [nr]	diameter [mm]	oppervlakte [mm ²]	kracht [kN]	hechting [N/mm ²]
1 (1m van voeg)	114,65	10323,8	3,328	0,3
4 (80m van voeg)	114,65	10323,8	4,464	0,4



Figuur 8 : boorkernen ontnomen in de omgeving van de eindvoeg op de Ring van Antwerpen

4. Scheurpatroon en scheurwijdte

In het O.C.C.N.- onderzoek (Ref. 1) werd uitvoerig gerapporteerd over de verdeling van de scheuren en de opening van de scheuren aan het oppervlak. De conclusies hiervan zijn samengevat in tabel 3. Het concept 2, dat hoofdzakelijk om economische redenen werd ingevoerd begin jaren tachtig, leverde een veel regelmatigere scheurverdeling op dan concept 1. Tal van invloedsfactoren kunnen hiervan aan de basis liggen maar het verminderde gehalte aan langswapening, van 0,85 % naar 0,67 % was zeker de belangrijkste. Bij de publicatie van het O.C.C.N.-rapport werd er daarom een eerder positief oordeel neergeschreven over het concept 2.

Tabel 3 : conclusies O.C.C.N. 53 – n – 1992 i.v.m. scheurverdeling en scheurwijdte

Concept 1 1970 – 1981	Concept 2 1981 - 1995
0,85 % langswapening (Ø 18 alle 15 cm)	0,67 % langswapening (Ø 16 alle 15 cm)
Afstand bovenzijde wapening tot bovenzijde verharding : 6 cm	Afstand bovenzijde wapening tot bovenzijde verharding : 9 cm
Betondikte : 20 cm	Betondikte : 20 cm
Tussenlaag in asfalt	Geen tussenlaag in asfalt, rechtstreeks op schraal beton
Dwars gegroefd oppervlak	Dwars gegroefde of grof uitgewassen oppervlak
Geen luchtbelvormers	Geen luchtbelvormer
Gemiddelde scheurafstand : 0,4 à 0,6 m ca. 18 jaar na aanleg Vele clusters van nabijgelegen scheuren	Gemiddelde scheurafstand : 1,4 à 2,4 m ca. 18 jaar na aanleg Ongeveer 70 % van de scheurafstanden bevindt zich in de ideale klasse 3 (0,8 – 3 m).

De scheurverdeling, gekenmerkt door een histogram van de scheurafstanden, is echter maar een van de elementen die bepalend zijn voor het gedrag van DGB. Zo bleek dat het DGB aangelegd volgens concept 1, met een ogenschijnlijk zeer gevaarlijk scheurpatroon met groepen van nabijgelegen scheuren, zich perfect bleef gedragen en nauwelijks enige schade vertoonde (Opm. : enkele van die realisaties vertonen ook vandaag, in 2009 of bijna 40 jaar na aanleg, nog een uitstekend gedrag). De wegen van concept 2 daarentegen leverden al gauw problemen op met voegrandschade, het gekend fenomeen van de punch-outs, en grote werken van curatief en structureel onderhoud waren noodzakelijk om het hoofd te bieden aan dit schadefenomeen.

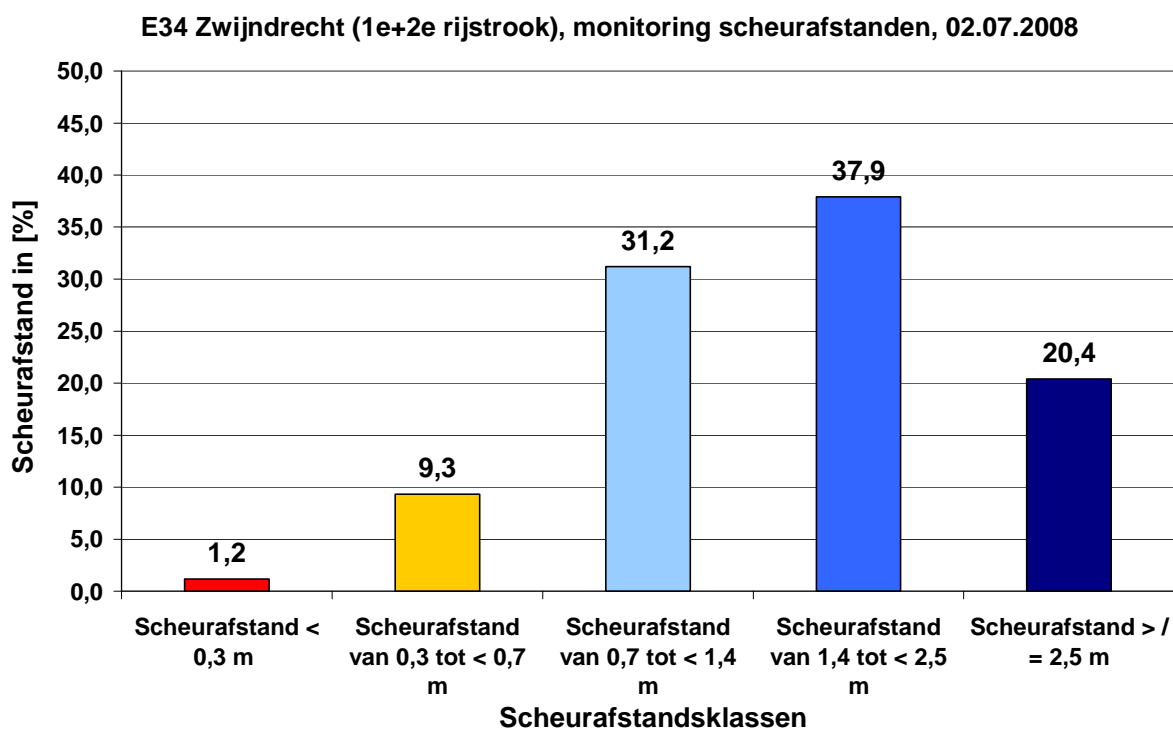
Omwille van het falen van het concept 2 en tevens onder invloed van de alsmaar toenemende verkeersbelasting werd in de jaren negentig de standaardstructuur voor hoofdwegen in DGB aangepast en werd het huidige "concept 3" ingevoerd, waarvan de kenmerken in tabel 4 zijn samengevat.

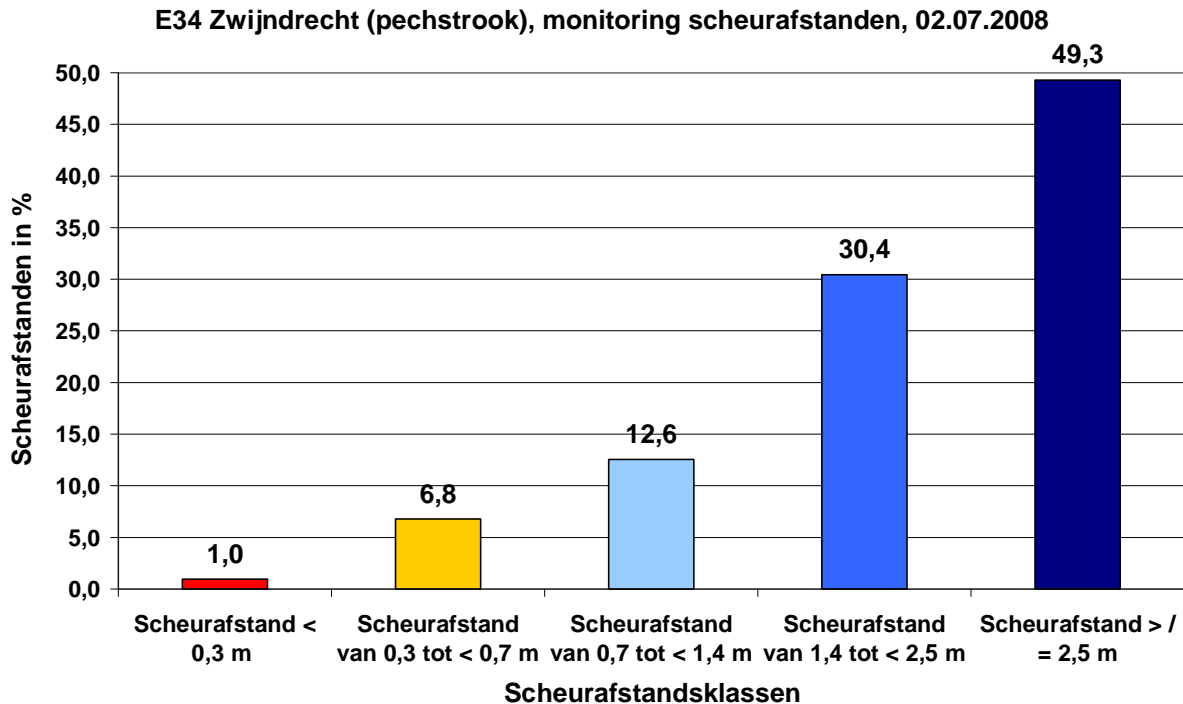
Tabel 4 : kenmerken van het huidige concept van DGB

<p>Concept 3 1995 - 0,75 % langswapening (Ø 20 alle 18 cm) Afstand bovenzijde wapening tot bovenzijde verharding : 8 cm Betondikte : 23 cm Tussenlaag in asfalt</p> <p>Fijn uitgewassen oppervlak (eenlaags of tweelaags)</p> <p>Met luchtbelvormer</p>

In het kader van een eindwerk werd door dhr. Stefan Höller van de BAST (Duitse onderzoeksinstituut voor de wegenbouw) een onderzoek verricht naar de scheurpatronen van DGB in verschillende landen (ref. 7). Ook in België werden enkele realisaties opgemeten. Een eerste locatie betrof de E40 Brussel-Luik te Walshoutem, een autosnelweg aangelegd in 1971 volgens concept 1. Hier werd een gemiddelde scheurafstand gemeten van 1,16 m wat toch enigszins hoger ligt dan de gerapporteerde gemiddelde waarden volgens K. Verhoeven. Voor het betreffende vak van de E40 werd echter enkele maanden na de aanleg ervan een gemiddelde scheurafstand van 1,50 m gemeten (ref. 1) zodat de nu gemeten waarde van 1,16 m wel degelijk realistisch is. Dit betekent dat 77 % van de scheuren zich vrij snel gevormd hebben en 23 % in de loop van de jaren nadien.

Höller heeft ook op een nieuw aangelegde DGB-verharding metingen verricht, namelijk op de E34/N49 ter hoogte van Zwijndrecht in de richting van Antwerpen, waar in 2008 over 3 kilometer het oude wegdek in platenbeton werd vervangen door een verharding in tweelaags doorgaand gewapend beton met gerecycleerde granulaten in de onderlaag. De scheurverdelingsdiagrammen voor enerzijds de pechstrook en anderzijds de eerste en tweede rijstrook zijn weergegeven in figuur 9. De gemiddelde scheurafstanden bedragen 3,04 m voor de pechstrook en 1,75 m voor de rijstroken. De pechstrook werd opgemeten ongeveer zes weken na de aanleg, de eerste en tweede rijstrook slechts twee weken na aanleg. Daarom zou men eerder omgekeerde resultaten verwachten dan de voorgestelde. Hierbij speelt echter ook de aanlegtemperatuur een rol : bij het betonneren van de pechstrook bedroeg de buitentemperatuur ongeveer 10 à 13°C, bij de rijstroken was dit 13 à 17°C. Hieruit blijkt dat de scheurontwikkeling langzamer gebeurt in geval van aanleg bij lage temperaturen dan bij hogere. Bovendien dient opgemerkt dat het betreffende wegvak op het moment van de metingen nog niet opengesteld was voor het verkeer. Hoe dan ook zal dit scheurenpatroon zich in de loop der jaren verder ontwikkelen.





Figuur 9 : Scheurafstandsklassen voor het tweelaags DGB te Zwijndrecht

Wat de scheuropening betreft, wordt meestal aangenomen dat deze beperkt moet blijven tot 0,5 mm om de indringing van water, samen met dooizouten, te beperken. Over het autosnelwegvak van de E40 te Walshoutem wordt door Höller gerapporteerd dat voor meer dan 90 % van de opgemeten scheuren de opening minder is dan 0,3 mm (ref. 7). Ook op de E34 te Zwijndrecht (tweelaags DGB) waren de resultaten excellent, namelijk 97,5 % van de scheuropeningen beperkt tot 0,4 mm en 100 % beperkt tot 0,5 mm. Hierbij dient wel weer opgemerkt dat de opmeting gebeurde in juli, bij relatief hoge temperaturen, en slechts twee tot zes weken na aanleg.

In het hedendaagse concept van DGB stellen we soms vast dat de scheuren aan het oppervlak relatief meer geopend zijn dan verwacht en dat soms lichte rafeling optreedt aan de scheurranden. Hoewel dit in de ogen van sommigen een verontrustende vaststelling is, is het allicht onschuldiger dan lijkt. Uit kernboringen blijkt immers dat deze scheuren, al enkele millimeters onder het oppervlak, zich perfect sluiten en bijgevolg niet anders zijn dan de scheuren uit concept 1, die vroeger bestudeerd werden (ref. 1). Ook stellen we vast dat de scheuropeningen bovenaan na verloop van tijd dichtslibben en zo minder water zullen doorlaten dan aanvankelijk het geval is. Dit fenomeen van dichtslibben doet zich voor na een twee à drietal jaren ouderdom. De reden van de lichte rafeling ligt mogelijk in het fijn uitgewassen oppervlak, dat door de bindingsvertrager lichtjes verzwakt is bovenaan en door het feit dat de scheur zich bovenaan ontwikkelt langsheen de contouren van de steentjes aan het oppervlak. Zo zien we bij voorbeeld ook dat de scheuren in het tweelaags fijn uitgewassen beton aan het oppervlak minder uitgesproken zijn dan die in het eenlaags beton omdat het gemiddelde kaliber van de stenen aan het oppervlak kleiner is.

5. Besluiten

Doorheen de jaren werd in België een concept van doorgaand gewapend beton ontwikkeld, deels gebaseerd op onderzoek, deels op empirische vaststellingen maar steeds met het oog op een bijzonder duurzame en onderhoudsarme weg. Dit concept werd en wordt ook vandaag nog in tal van landen overgenomen, soms integraal, meestal met enkele aanpassingen aan de lokale situatie omdat het bewezen heeft een degelijke en economisch efficiënte oplossing te zijn.

Verder onderzoek en monitoring van bestaande realisaties is niettemin noodzakelijk om de impact van gewijzigde factoren zoals het gebruik van een luchtbelvormer, de toepassing van tweelaags beton, eventueel met gerecycleerde granulaten in de onderlaag, de aangepaste asfaltlaag etc. te kunnen beoordelen en de mogelijke invloed ervan op de duurzaamheid van de weg te kunnen inschatten.

Referenties

1. VERHOEVEN, Karel, Gedrag van doorlopend gewapend beton, Brussel, RR OCCN 53-n-1992
2. VERHOEVEN, Karel, Dunne overlagen van cementbeton, Brussel, RR OCCN 52-n-1990
3. DECHAMPS Y., Doorlopend gewapende betonwegen in België : deel IV : eindvoegen en verankeringen : informatiestudie, Brussel, 1968
4. DEBAERE, Patrick; DIEPENDAELE Manu, Structureel Onderhoud van de R1 – Bijzondere technieken in doorgaand gewapend beton, bijdrage aan het Belgisch Wegencongres, Brussel, 2005
5. MOONS, Ken, Eindconstructies van doorgaand gewapend beton : toepassing op de R1, eindwerk voorgedragen tot het behalen van de graad en het diploma van industrieel ingenieur/master, De Nayer Instituut, Sint-Katelijne-Waver, 2005-2006
6. BERNAERTS, Thomas; VALKENBORGH, Frederik, Invloed van temperatuurvariaties op betonverhardingen, eindwerk voorgedragen tot het behalen van de graad en het diploma van industrieel ingenieur/master, De Nayer Instituut, Sint-Katelijne-Waver, 2006-2007
7. HÖLLER, Stefan, Optimierung der Durchgehend Bewehrten Betonfahrbahndecke, doctoraatsthesis, 2009
8. Continuously Reinforced Concrete Pavements – Design and Construction Guide, FHWA, 2008