

Invloed van gerecycleerde granulaten op horizontale scheurvorming in doorgaand gewapende betonverhardingen

Pieter Casteur

Promotor: prof. dr. ir. Hans De Backer

Begeleider: 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 en Architectuur

Academiejaar 2011-2012



Invloed van gerecycleerde granulaten op horizontale scheurvorming in doorgaand gewapende betonverhardingen

Pieter Casteur

Promotor: prof. dr. ir. Hans De Backer

Begeleider: 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 en Architectuur

Academiejaar 2011-2012



"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 gives 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."

4 juni 2012

Pieter Casteur

Voorwoord

Deze masterproef had ik nooit tot een goed einde kunnen brengen zonder de hulp van verschillende personen. Deze mensen wil ik daarom ook hartelijk bedanken.

Als eerste zou ik graag mijn promotor Prof. Dr. Ir. Hans de Backer willen bedanken voor de begeleiding gedurende heel het jaar en het veelvuldig nalezen van de masterproef.

Daarnaast bedank ik ook Pieter de Winne, Anne Beeldens en Luc Rens voor hun advies en hulp bij het verloop van deze masterproef.

Ik wens hen allen nog veel succes met het verdere onderzoek naar het gebruik van gerecycleerde granulaten in wegebeton.

Ik wil ook Jean-Charles Dupont bedanken voor alle hulp bij het uitvoeren van het praktisch onderzoek.

Als laatste wil ik de laboranten van het OCW-labo bedanken voor alle hulp bij het vervaardigen van de proefstukken en de techniekers uit labo Magnel voor hun hulp bij het uitvoeren van de proeven.

Overzicht

Invloed van gerecycleerde granulaten op horizontale scheurvorming in doorgaand gewapende betonverhardingen

Pieter Casteur

Promotor: prof dr. Ir. Hans De Backer

Begeleider: 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 en Architectuur

Academiejaar 2011-2012

Het gebruik van gerecycleerde granulaten in beton kent de laatste decennia een opmars. Toenemende schaarste aan natuurlijke kwaliteitsvolle granulaten en het toenemend ecologisch belang bevorderen deze verandering. In België werd voor de eerste maal in 2007 een proefvak van tweelaags doorgaand gewapend beton aangelegd op de E34/N49 waarbij in de onderlaag gerecycleerde granulaten werden gebruikt. Na enkele jaren werd in deze weg horizontale scheurvorming vastgesteld ter hoogte van de wapening. In deze masterproef wordt onderzoek gedaan naar de oorzaken van dit nieuwe probleem, dat te wijten is aan het gebruik van gerecycleerde granulaten.

Via een literatuurstudie werd geconcludeerd dat het gedrag van gerecycleerd beton afhankelijk is van de kwaliteit van het gebruikte gerecycleerd materiaal. Bij kwaliteitsvolle granulaten (grote originele sterkte, laag mortelgehalte, laag water absorberend vermogen...) zijn de sterkte-eigenschappen van gerecycleerd beton gelijkwaardig aan dit van klassiek beton. Andere eigenschappen zoals elasticiteitsmodulus, krimp en kruip presteren bij beton met gerecycleerd materiaal minder goed. De elasticiteitsmodulus ligt tot 30 % lager en de krimp en kruip tot 50 % hoger bij gerecycleerd beton in vergelijking met klassiek beton. De EMV-methode is een nieuwe doseringsmethode, voorgesteld door Fathifazl et al, die hierop een oplossing biedt. Het verschil met de conventionele methode is dat de EMV-methode de gerecycleerde granulaten benaderd als een tweecomponenten materiaal en niet als één homogeen materiaal. De resultaten tonen aan dat de elasticiteitsmodulus, krimp, kruip van gerecycleerd beton gelijkwaardig zijn aan klassiek beton.

Een opgestart praktisch onderzoek bevestigt de bevindingen uit de literatuur. Een uitgebreid onderzoek naar de hechtsterkte tussen staal en beton toont aan dat het verschil tussen de twee betonmengelingen niet significant is. De druksterkte, treksterkte en elasticiteitsmodulus liggen respectievelijk 15, 40 en 25 % lager bij beton met gerecycleerde granulaten.

Het numeriek model is opgebouwd naar het voorbeeld van Choi et al, een onderzoeksgroep uit Texas. Dit programma vertoont nog enkele afwijkingen en verder onderzoek is nog nodig. Wanneer dit op punt staat kan de invloed van andere parameters, zoals ligging wapening, dikte plaat, grootte betoneigenschappen..., onderzocht worden op horizontale scheurvorming.

TREFWOORDEN: Gerecycleerde granulaten, Doorgaand gewapend beton (DGB), Horizontale scheurvorming

INFLUENCE OF RECYCLED AGGREGATES ON HORIZONTAL CRACKING IN CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENTS

Pieter Casteur

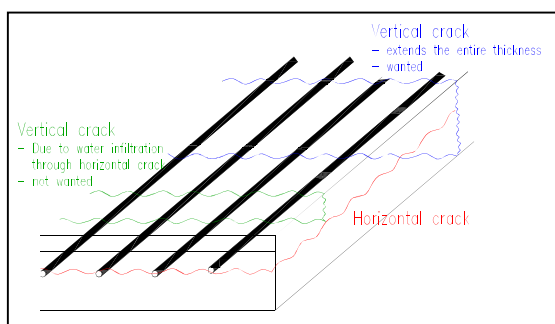
Supervisors: Prof dr. ir. H. De Backer, ir. P. De Winne

Abstract – This article is an overview of the major conclusions of the investigation concerning the use of recycled aggregates in concrete pavements. Special attention is paid to the influence of these results on the crack behavior, as seen on the E34/N49. The information below is based on a literature study, practical research and a theoretical model.

Keywords – Recycled Aggregates, Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP), Horizontal Cracking

I. BACKGROUND

The use of recycled aggregates in concrete has increased in recent decades. Increasing scarcity of natural quality aggregates and the growing ecological importance promote this evolution. The first test section in Belgium of a two-layer continuously reinforced concrete pavement (CRCP) with recycled aggregates in the substrate layer was built on the E34/N49 in 2007. After a few years horizontal cracking at the level of the reinforcement showed up. A crack pattern, shown in the picture below was obtained. This is a problem which was never seen before in CRCP and was probably due to the use of recycled aggregate. Therefore it is important to understand the impact of recycled aggregates on concrete.



Crack pattern obtained on the E34/N49

II. AIM

The aim of this research is to solve the many questions concerning the use of recycled aggregates in concrete. How will the properties of recycled concrete change and how much? What will be the impact on the crack pattern of CRCP? Are there any solutions to prevent these unwanted problems on the E34/N49?

III. METHOD

The biggest part of this investigation includes a literature study. The properties of recycled aggregates and recycled concrete are well documented. The available data is analyzed and compared with the properties of classic concrete. It will be tried to establish a link with the problems obtained on the E34/N49.

The second part is a practical research which was conducted to investigate certain specific effects. The influence of the recycled aggregates on the bond strength between concrete and steel is the main focus. Furthermore, the differences in compressive strength, tensile strength and modulus of elasticity between the two types of mixtures are analyzed.

The third part will deal with the “Equivalent Mortar Volume” (EMV-) method, a new dosing method for concrete. This method is based on the fact that recycled aggregates are a composite material consisting of natural aggregates and mortar. There are two main laws that imply that the total volume of aggregates and mortar in recycled concrete is equal to their volumes in equivalent classic concrete. This means that the volumes of aggregates and mortar always are the same, whatever the residual mortar content of the recycled aggregates is.

The fourth and final part consists of the startup of a numerical model using the finite element program "SAMCEF". Based on a model which was developed in Texas, a 2D model is refined. The purpose of this model is to investigate certain factors which influence the structural behavior of CRCP. These factors include reinforcement location, size of the modulus of elasticity and thermal expansion coefficient.

IV. RESULTS

A. LITERATURE STUDY

Recycled aggregates are a two-component material consisting of natural aggregates and adhering mortar. The adhering mortar is more porous than the rock particles which insure a higher water absorption and lower density compared to the recycled aggregates. In addition, recycled aggregates have a lower LA-abrasion loss and less resistance against weather and temperature changes. This is due to, respectively, the less strong mortar content, and the large pores of recycled granulates. Finally, recycled aggregates contain a higher chloride and sulfate content.

The properties of recycled concrete are closely related to those of the aggregates themselves. Due to the higher water absorption of the recycled aggregates the workability decreases and the water content increases. In addition, the porous adhered mortar insures higher air content and a lower density of the recycled concrete.

Overall strength characteristics (compressive, bond, flexural, tensile and shear strength) of the concrete are mainly dependent on the strength of the mortar, and the strength in the intermediate zone. With a proper choice of the w/c-factor, concrete mixes with recycled aggregates with high quality have shown good results. In contrast, drying shrinkage, creep and modulus of elasticity of recycled concrete behave less well. These properties are dependent on the volume fractions of the materials and cannot be improved by adjusting the w/c-factor. In the table below the results of the properties of hardened recycled concrete are given. A common conclusion presented by various studies is the uncertain nature of recycled concrete. Recycled concrete is

not a homogeneous material and becomes less predictable.

Summary of the properties of hard recycled concrete

Property	Influence relative to classic concrete	Percentage
Compressive strength	Lower	up to 20%
Bond strength	Insignificant or a bit lower	0 - 5%
Modulus of elasticity	Lower	up to 30%
Drying shrinkage	Higher	up to 50%
Creep	Higher	up to 50%
Flexural strength	Lower	5 - 10%
Splitting tensile strength	Lower	5 - 10%
Coefficient of thermal expansion	Insignificant	-
Shear strength	Lower	up to 20%
Durability*	insignificant or a bit higher	0-5%

*defined by freeze-thaw resistance / carbonation / chloride penetration

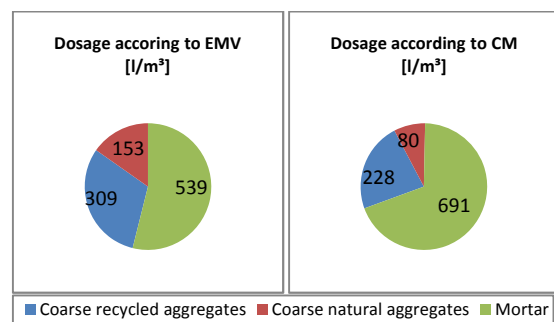
A first cause of horizontal cracking can be found in the results of high drying shrinkage, high creep and low modulus of elasticity. These properties insure larger tensions in the concrete layer. In combination with a lower tensile strength it is a possible cause for the horizontal cracking.

B. PRACTICAL RESEARCH

The practical research confirms the results from the literature study. The difference in bond strength is insignificant for both concrete samples. The compressive and tensile strength is 10 to 20 % lower for recycled concrete and the modulus of elasticity is 25 % lower.

C. EMV-METHOD

An example of the difference between the dosage of the conventional method (CM) and the EMV-method are shown in the figure below.



A larger amount of recycled and natural aggregates are used in the concrete mixes dosed with the EMV-method. The mortar content is significantly lower.

The results of concrete dosed with the EMV-method are well promising. The modulus of elasticity, drying shrinkage and creep have a better behavior than with the conventional dosing method.

D. THEORETICAL MODEL

The theoretical model is still in the start-up phase. The results are not satisfying enough to start with the investigation of different parameters.

V. CONCLUSION

The main conclusion of the investigation is the uncertain nature of recycled concrete. When low quality aggregates are used, the properties can be unsatisfying and lead to certain problems such as horizontal cracking.

The modulus of elasticity, the drying shrinkage and the creep of recycled concrete can be improved by a new dosing method called the EMV-method.

Inhoudstabel

Voorwoord	II
Overzicht	III
Inhoudstabel	VIII
Lijst met symbolen en afkortingen	XI
1 Inleiding	1
1.1 Probleemstelling	1
1.2 Doelstelling	1
1.3 Aanpak	2
2 LITERATUURSTUDIE	3
2.1 Historiek	3
2.2 Gerecycleerde granulaten	4
2.3 Gerecycleerd beton	9
2.3.1 Verse betoneigenschappen	9
2.3.2 Harde betoneigenschappen	10
2.4 Besluit gerecycleerd materiaal	28
2.5 Gebruik gerecycleerde granulaten in tweelaags doorgaand gewapend beton	30
2.5.1 Historiek	30
2.5.2 Opbouw tweelaags doorgaand gewapend beton	30
2.5.3 Ervaring tot nu toe	31
2.5.4 Horizontale scheurvorming	32
3 Praktisch onderzoek	35
3.1 Algemeen	35
3.2 Proefschema	35
3.3 Proefmethodes	37
3.3.1 Proefmethodes vers beton	37
3.3.2 Proefmethodes gehard beton	38
3.4 Proefstukken	43

3.4.1	Dosering van de betonmengelingen	43
3.4.2	Vorbereidingen.....	47
3.4.3	Vervaardiging van het beton	49
3.5	Resultaten.....	50
3.5.1	Resultaten op het verse beton.....	50
3.5.2	Resultaten op hard beton	51
3.6	Besluit	59
4	EMV-methode	61
4.1	Algemeen	61
4.2	Theorie	62
4.2.1	Bepalen van de equivalente betonmengeling met natuurlijke granulaten.....	62
4.2.2	Bepalen van de gerecycleerde en nieuwe natuurlijke granulaten in de gerecycleerde betonmengeling	62
4.2.3	Bepalen van de nieuwe mortel in de gerecycleerde betonmengeling.....	64
4.2.4	Verhouding R: limieten en condities.....	65
4.3	Opbouw en voorbeelden	68
4.4	Vergelijkingen.....	72
4.4.1	Vergelijking op het vlak van materialen	72
4.4.2	Vergelijking op het vlak van de betoneigenschappen.....	77
4.5	Besluit	80
5	Numeriek model	81
5.1	Algemeen	81
5.2	Opbouw theoretisch model	81
5.2.1	Belasting.....	82
5.2.2	Lengte.....	82
5.2.3	Hoogte	82
5.2.4	Dikte.....	83
5.2.5	Ligging wapening.....	83
5.2.6	Elemententypes	83

5.2.7	Materialen	83
5.2.8	Randvoorwaarden	86
5.2.9	Hechting staal-beton.....	89
5.3	Resultaten.....	90
5.3.1	Thermische berekening	90
5.3.2	Structurele berekening	91
5.4	Besluit	94
6	Besluit.....	95
6.1	Conclusies	95
6.2	Toekomstig onderzoek.....	97
	Referenties	98
	Figuren, tabellen en grafieken.....	100
	Figuren.....	100
	Tabellen	100
	Grafieken	101

Lijst met symbolen en afkortingen

Symbool	Betekenis	Eenheid
NA	Natuurlijke granulaten	-
RA	Gerecycleerde granulaten	-
NM	Nieuwe mortel	-
NA-concrete	Natuurlijk beton	-
RA-concrete	Gerecycleerd beton	-
EMV	Equivalent mortar volume	-
SG	Specifieke bulkdichtheid	-
r	Vervangingspercentage RA in RA-concrete t.o.v. totale granulaten	%
R	Vervangingsverhouding RA in RA-concrete t.o.v. NA in NA-concrete	%
DGB	Doorgaand gewapend betonverharding	-
OCW	Opzoekingscentrum voor de Wegenbeton	-
RMC	Residual mortar content	%
E-modulus	Elasticiteitsmodulus	MPa
ACV	Aggregate Crushing Value	%
CTE	Thermische uitzettingscoëfficiënt	/°C
C_t	Kruipcoëfficiënt	%
L	Lengte	m
T	Temperatuur	°C
ε	Rek	mm/mm
σ	Spanning	MPa
ΔL	Lengteverandering	m
ΔT	Temperatuurverandering	°C
$\Delta \varepsilon$	Vervormingsverschil	mm/mm
$\Delta \sigma$	Spanningsverschil	MPa
M	Massa	N
b	Breedte	mm
h	Hoogte	mm
d / Φ	Diameter	mm
DF	Duurzaamheidsfactor	MPa
P_N	Relatieve dynamische elasticiteitsmodulus	MPa

α	Coëfficiënt van extensometer	-
S	Zetmaat	mm
f_c	Druksterkte	MPa
f_{ct}	Treksterkte	MPa
F	Kracht	N
A_c	Betondoorsnede	mm ²
A_{hecht}	Hechtoppervlak	mm ²
λ	Warmtegeleidingscoëfficiënt	W/m.K
c_p	Soortelijke warmtecapaciteit	kJ/kg.K

1 Inleiding

1.1 Probleemstelling

Het gebruik van gerecycleerde granulaten in beton kent de laatste decennia een opmars. Toenemende schaarste aan natuurlijke kwaliteitsvolle granulaten en het toenemend ecologisch belang bevorderen deze verandering. In België werd voor de eerste maal in 2007 een proefvak van tweelaags doorgaand gewapend beton aangelegd op de E34/N49 waarbij in de onderlaag gerecycleerde granulaten werden gebruikt. Na enkele jaren werden in deze weg problemen vastgesteld die voordien nog nooit voorgekomen zijn bij doorgaand gewapend beton. Betonkernen tonen aan dat de plaat horizontale scheuren vertoont ter hoogte van de wapeningsstaven.

De oorzaak van de horizontale scheurvorming is waarschijnlijk te wijten aan het gebruik van de gerecycleerde granulaten. Is door het gebruik van gerecycleerde granulaten de sterkte van het beton minder goed? Verlaagt de hechting tussen beton en staal? Zorgt het gebruik van betonpuin voor hogere krimp en kruip waardoor meer en andere scheurvorming optreedt? Dit zijn enkele vragen die een antwoord vergen bij het vaststellen van de problemen.

1.2 Doelstelling

Het doel van deze masterproef is een antwoord geven op de vele vragen die zich voordoen bij het gebruik van gerecycleerde granulaten in wegenbouwbeton. Er zal nagegaan worden hoe de eigenschappen van beton veranderen bij het gebruik van gerecycleerde granulaten ten opzichte van klassiek beton. Zowel de eigenschappen van gerecycleerde granulaten als van gerecycleerd beton zullen onderzocht worden. Bij elke stap wordt getracht een link te leggen met de problemen omtrent horizontale scheurvorming op de E34/N49.

Er wordt gezocht naar oorzaken die aan de basis kunnen liggen van de vastgestelde problemen op de E34/N49 te vinden. Andere parameters of invloeden kunnen eventueel uitgeschakeld worden als mogelijke oorzaak van horizontale scheurvorming. Bepaalde richtlijnen kunnen opgesteld worden waar in de toekomst rekening mee gehouden moet worden.

1.3 Aanpak

Het eerste, grootste, deel van de masterproef bestaat uit een **literatuurstudie** over gebruik van gerecycleerd materiaal in betontoepassingen. Hierbij zullen zoveel mogelijk gegevens verzameld worden omtrent de eigenschappen van gerecycleerde granulaten en van gerecycleerd beton. Deze gegevens zullen geanalyseerd en vergeleken worden met de eigenschappen van klassiek beton. Telkens zal geprobeerd worden om een link te leggen met de problemen vastgesteld op de E34/N49.

In een tweede deel wordt een **praktisch onderzoek** uitgevoerd om bepaalde invloeden te onderzoeken. De proefstukken zelf werden gemaakt in het OCW te Etterbeek samen met Jean-Charles Dupont, student aan de ECAM Hogeschool Brussel. Vooral de invloed van gerecycleerde granulaten op de hechting tussen beton en staal wordt onderzocht. Daarnaast worden ook verschillen in de druksterkte, treksterkte en E-modulus tussen beide mengseltypes geanalyseerd.

Het derde deel handelt over de **EMV-methode**, een nieuwe doseringsmethode voor beton. Dit bestaat voornamelijk uit een literatuurstudie aangevuld met uitgewerkte voorbeelden en vergelijkingen.

Het vierde en laatste deel bestaat uit het opstellen van een **numeriek model** via het eindige elementen programma "Samcef". Analooq aan een model opgesteld in Texas, wordt een 2D-model opgesteld. Via dit model wordt het spanningsgedrag van de betonplaat gesimuleerd onder een temperatuursbelasting. Wanneer dit model op punt staat kunnen bepaalde invloeden zoals ligging wapening, grootte elasticiteitsmodulus en thermische uitzettingscoëfficiënt onderzocht worden.

2 LITERATUURSTUDIE

2.1 Historiek

Het eerste uitgebreide gebruik van gerecycleerde granulaten in Europa ontstond tijdens de Tweede Wereldoorlog [1, 2]. Toen werd het betonpuin van platgebombardeerde gebouwen hergebruikt in beton voor de heropbouw in o.a. Engeland en Duitsland. Het betonpuin bestond toen voornamelijk uit gebroken bakstenen. Hierna daalde de interesse in het hergebruiken van betonconstructies.

Sinds 2000 is een vernieuwde interesse in gerecycleerde materialen opgekomen. Enerzijds stijgt de productie en het gebruik van beton snel waardoor het gebruik van zijn belangrijkste component, de natuurlijke granulaten, sterkt toeneemt. Circa 8 tot 10 biljoen ton granulaten worden wereldwijd jaarlijks gebruikt voor betonproducten [3]. Anderzijds neemt de beschikbaarheid van natuurlijke kwaliteitsvolle granulaten af. Deze schaarste leidde ertoe dat vele Europese landen taksen invoerden op het gebruik van natuurlijke granulaten [4]. Daarnaast neemt de hoeveelheid afvalbeton van afgebroken betonconstructies en wegen sterk toe. De belangrijkste redenen hiervoor zijn wijziging van hun doel, structurele aantasting, meer en zwaarder verkeer, natuurrampen, etc. Zo wordt tot 850 miljoen ton betonafval van constructies en wegen per jaar geproduceerd in de Europese Unie [4]. Deze hoeveelheden betonpuin komen meestal terecht in stortplaatsen, die samen met het transport leiden tot een significante milieu-impact op de mens en zijn omgeving.

Om de duurzaamheid van de granulaatbronnen te verbeteren, kan beton van afgebroken constructies hergebruikt worden. Het herstructureren van beton tot gerecycleerde betongranulaten is beter voor het milieu: het verwerven van natuurlijke granulaten daalt, de stortplaatsen worden minder aangewend en het energieverbruik neemt af. Geschat wordt dat de kost door het gebruik van gerecycleerde granulaten zal verminderen met 10 dollar per ton granulaten [3]. Economische voordelen van het gebruik van gerecycleerde granulaten zijn te wijten aan de lagere transportkosten en een verminderde hoeveelheid afvalbeton.

Het gebruik van gerecycleerde granulaten in de betonwegen wordt reeds veel toegepast. Zo was in Florida in 2010 10 % van de granulaatvereiste gerecycleerd [2]. In Texas werd in 1995 een testsectie met doorgaand gewapend beton aangelegd waarbij enkele gerecycleerde betongranulaten zijn gebruikt [5]. In België werd voor de eerste keer in 2007 op de E34/N49 een proefvak aangelegd dat tweelaags doorgaand gewapend beton combineert met gerecycleerde granulaten in de onderlaag. Ondertussen werd al veel onderzoek gedaan naar de prestaties van deze nieuwe

wegen en constructies. De eigenschappen van gerecycleerde granulaten en gerecycleerd beton werden uitgebreid onderzocht. De resultaten van deze studies zullen aan bod komen in onderstaande paragrafen.

2.2 Gerecycleerde granulaten

Gerecycleerde granulaten worden geproduceerd door het verpulveren van gesloopt beton. Alle onzuiverheden zoals staal, papier, hout, gips enz. worden verwijderd zodat enkel kwaliteitsvolle granulaten overblijven. Een bepaalde hoeveelheid mortel of cementpasta van het originele beton komt door deze verbrijzeling los van de steendeeltjes. De andere, sterke mortel blijft aan de steendeeltjes vastgehecht. Het is deze aanhechtende mortel die zorgt voor verschillende eigenschappen t.o.v. natuurlijke granulaten.

De **vorm en textuur** van gerecycleerde granulaten zijn zeer hoekig en ruw ten gevolge van de verbrijzeling en de aanhechtende mortel. Betonmengelingen met dergelijke granulaten zijn harder en moeilijker te bewerken. Deze hardheid kan geminimaliseerd worden door enkel de grove granulaten te vervangen. Het gebruik van hulpstoffen zoals vliegashoudend cement en waterremmers bieden hiervoor ook een oplossing. Dit is een eerste reden voor het mijden van fijne granulaten in gerecycleerde betonmengelingen.

Over het algemeen hebben de gerecycleerde granulaten een verhoogde **waterabsorptie**. Deze kan 5 tot 10 maal hoger liggen dan de overeenkomstige natuurlijke granulaten [4]. Zo hebben de natuurlijke granulaten een absorptiecoëfficiënt gelegen tussen 0,8 tot 3,7 %, terwijl bij gerecycleerde granulaten deze tussen 3,7 en 8,7 % ligt [6]. De oorzaak hiervoor is de hoge porositeit van de cementpasta. Padmini et al [7] beschrijft dat stijging van de waterabsorptie samenhangt met de sterkte van het originele beton en de maximale granulaatgrootte. Hoe sterker het originele beton, hoe groter het volume aanhechtende mortel en bijgevolg ook de waterabsorptie zal zijn. Bij kleine granulaatgradaties zal de waterabsorptie groter zijn dan bij grote. Dit komt door het groter relatief oppervlak waarop de cementpasta zich kan vasthechten [1, 7]. Dit is de tweede reden waarom het gebruik fijne granulaten geweerd wordt uit gerecycleerd beton.

Een derde bevinding is de lagere **specifieke bulkdichtheid en specifieke dichtheid** van de gerecycleerde granulaten. Specifieke dichtheden staan in vergelijking met de dichtheid van water ($=1000 \text{ kg/m}^3$) en hebben bijgevolg geen eenheid. De oorzaak ligt opnieuw bij de aanhechtende mortel die een lagere dichtheid heeft dan natuurlijke granulaten. De kleinere deeltjes hebben een lagere dichtheid in vergelijking tot de grotere waardoor de hoeveelheid fijne deeltjes zo laag mogelijk worden gehouden. De specifieke dichtheid varieert bij natuurlijke granulaten tussen 2,4

en 2,9, terwijl dit bij gerecycleerde granulaten tussen 2,1 en 2,4 ligt [6]. De meeste studies bevestigen deze waarde. Enkele andere onderzoeken [8-10] geven een specifieke dichtheid tussen 2,4 en 2,5 aan. Een voorbeeld van Butler et al [14] wordt weergegeven in Tabel 1. Verschillende eigenschappen werden bepaald voor één natuurlijk en twee gerecycleerde granulaten.

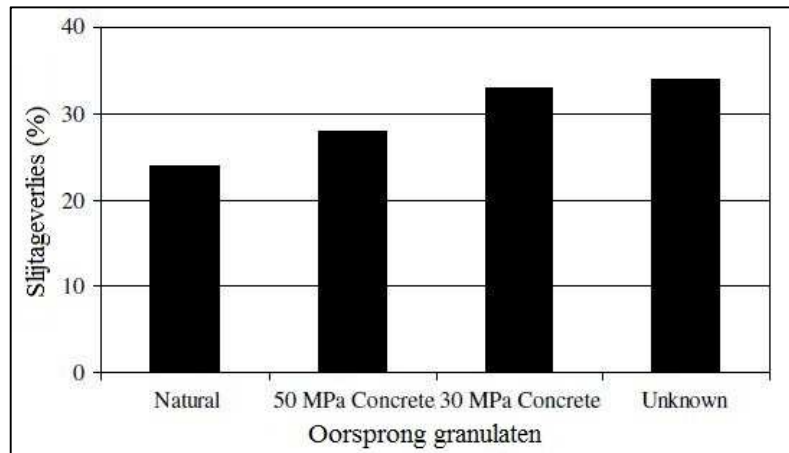
Tabel 1: Resultaten granulaten (overgenomen uit [14])

Coarse aggregate property	NA	RCA-1	RCA-2
Relative density (saturated surface dry)	2.70	2.47	2.45
Relative density (oven-dry)	2.66	2.37	2.31
Oven-dry rodded bulk density (kg/m ³)	1733	1539	1458
Absorption% (by mass)	1.54%	3.98%	5.72%
Moisture content after 24 h soaking in water	3.26%	8.95%	7.92%
Adhered surface moisture*	1.72%	5.97%	2.20%

* $M_{\text{adhered}} = M_{\text{moisture 24h}} - \text{Absorption\%}$

De dichtheid ligt voor de twee gerecycleerde granulaten lager dan voor de natuurlijke granulaten. De waarden (Relative density (oven-dry)) liggen binnen de intervallen hierboven vermeld. De waterabsorptie is ook weergegeven in bovenstaande tabel en is duidelijk hoger voor gerecycleerde granulaten. De waarden liggen eveneens binnen de intervallen die in de vorige paragraaf werden opgesteld.

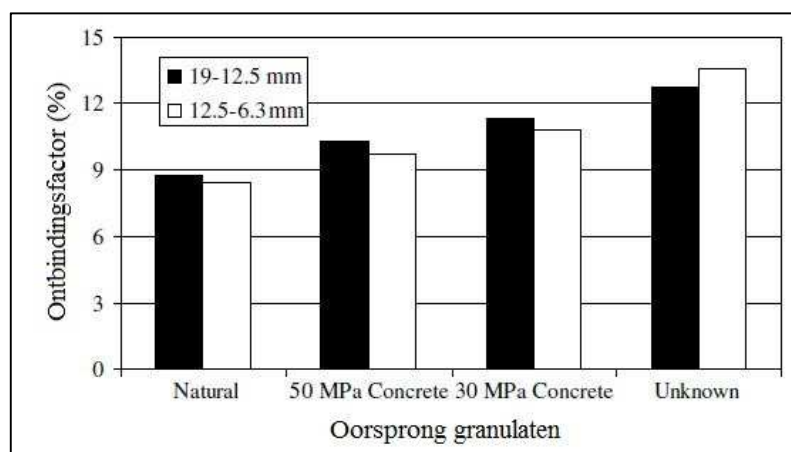
Het **slijtageverlies** wordt berekend via de “LA Abrasion Test” en meet de weerstand van de granulaten tegen mogelijke degradatie ten gevolge van schuring, slijtage en stoten. Het aantal verbrijzelingen dat nodig zijn bij een gegeven granulaat bepaald deze waarde. Hoe groter het verlies bij elke verbrijzeling, hoe zachter het granulaat is en bijgevolg hoe minder geschikt het is voor beton. Deze waarde is bij gerecycleerde granulaten hoger dan bij natuurlijke ten gevolge van de zwakkere mortel die aan de steendelen kleeft. Tabsh [11] beschrijft een 30 % hogere waarde bij de gerecycleerde granulaten, terwijl Tavakoli [12] zelfs een verhoging van 100% waarneemt. Het slijtageverlies wordt groter wanneer de aanhechtende mortelhoeveelheid stijgt. Sanchez de Juan [13] beschrijft een slijtageverlies van 35 % bij granulaten met een mortelgehalte van 33 % en een slijtageverlies van 41 % bij een mortelgehalte van 55 %. De sterkte van het originele beton speelt ook een rol bij het slijtageverlies. Bij een lage sterkte zal het slijtageverlies groter zijn. De resultaten van de LA-test onderzocht door Tabsh [11] worden weergegeven in Grafiek 1. Eén natuurlijk granulaatype en drie gerecycleerde granulaatypes, met originele betonsterkte van 30MPa, 50MPa en ongekend, werden onderzocht.



Grafiek 1: Resultaten LA-Abrasion loss test (overgenomen uit [11])

Uit de grafiek valt af te leiden dat het slijtageverlies bij gerecycleerde granulaten hoger ligt dan bij natuurlijke granulaten. De factor is eveneens afhankelijk van de originele betonsterkte van de gerecycleerde granulaten. Het procentueel verlies bij gerecycleerde granulaten met originele sterkte van 30 MPa ligt 4 % hoger dan de gerecycleerde granulaten met 50 MPa originele betonsterkte. Het type met ongekende originele betonsterkte ligt het hoogst. Van deze granulaten werd vermeld, hoewel de originele sterkte ongekend was, dat de originele betonsterkte eerder aan de lage kant was. Hoewel de LA-waarde minder goed is bij de gerecycleerde granulaten, ligt ze nog binnen de accepteerbare limiet van 50 % volgens ASTM C33 [6, 11]. ASTM staat voor American Society for Testing and Materials is een wereldwijd erkende leider in de ontwikkeling internationale normen voor het testen van materialen.

De **weerstand tegen weersomstandigheden en omgevingseffecten** van de granulaten wordt bepaald via de “Soundness test”. Granulaten worden aanzien als “ongezond” wanneer de volumewijzigingen ten gevolge van het weer (i.e. cyclussen van droogte en regen of vries en dooi) resulteren in een achteruitgang van het beton. Deze waarde is voornamelijk afhankelijk van de poriegrootte en minder van het totale poriëngehalte van een granulaat. De “Soundness test” wordt uitgevoerd door de weerstand te meten door ontbinding in een verzadigd natriumsulfaat oplossing. Hoe groter de ontbindingsfactor is van de granulaten, hoe lager de weerstand. Anderson et al [6], Malesev [1] en Tabsh [11] komen tot de conclusie dat de weerstand bij gerecycleerde granulaten lager is dan bij natuurlijke granulaten. De resultaten van de Soundness test uit [11] worden weergegeven in Grafiek 2. Eén natuurlijk granulaatype en drie gerecycleerde granulaatypes, met originele betonsterkte van 30MPa, 50MPa en ongekend, werden onderzocht.



Grafiek 2: Resultaten soundness test (overgenomen uit [11])

Uit de grafiek valt af te leiden dat de ontbindingsfactor bij gerecycleerde granulaten hoger ligt dan bij natuurlijke granulaten. Deze factor is eveneens afhankelijk van de originele betonsterkte van de gerecycleerde granulaten: hoe lager de originele betonsterkte, hoe hoger het slijtageverlies. De ontbindingsfactor van de gerecycleerde granulaten met ongekende oorsprong is groter dan 12 % en voldoet daarmee niet aan de eisen gesteld door ASTM. Dat niet alle gerecycleerde granulaten voldoen aan de soundness test wordt ook opgemerkt door Anderson et al [6].

Als laatste kunnen de granulaten bepaalde stoffen als **chloride** en **sulfaat** bevatten. Wegen die lange tijd zijn blootgesteld aan dooizouten vertonen hoge gehalten aan natriumchloride. Gerecycleerde granulaten met hoog chloridegehalte kunnen invloed hebben op de duurzaamheid van het nieuwe beton en de roestvorming van de wapeningsstaven. Het chloridegehalte concentreert zich vooral op fijne deeltjes waardoor deze best geweerd worden uit het gerecycleerd beton [6]. Het sulfaatgehalte is hoger bij gerecycleerde granulaten en is evenredig met de hoeveelheid aanhechtende mortel. De limiet van een sulfaatgehalte van 1 % wordt niet overschreden door de onderzochte monsters [13].

Alle studies zijn het eens dat het gebruik van grote gradaties van gerecycleerde granulaten het best is. Het volume aanhechtende mortel is namelijk groter als de gradatie kleiner wordt [13] en dit zorgt voor bepaalde problemen zoals vermeld in bovenstaande paragrafen. Het mortelgehalte is dus een belangrijke parameter. Een standaard methode voor het meten van de hoeveelheid aanhechtende mortel bestaat nog niet. In de literatuur [13] zijn enkele mogelijkheden beschreven:

- Behandelen in een zoutzuur of salpeterzuur oplossing

Door de gerecycleerde granulaten onder te dompelen in een zoutzuur oplossing zal de cementpasta ontbinden van de steendeeltjes. De overgebleven massa wordt gemeten en het verschil met het oorspronkelijk gewicht legt de mortelhoeveelheid vast. Deze methode kan niet worden gebruikt voor kalksteengranulaten aangezien het zuur deze aantast.

- Vries-dooi methode in natriumsulfaat oplossing

Na 24 uur drogen op 105 °C worden de monsters gedurende 24 uur ondergedompeld in een 26 % natriumsulfaat-oplossing. Vervolgens worden de ondergedompelde monsters onderworpen aan vijf vries-dooi cyclussen. Dit komt neer op 16 uur op -17 °C en 8 uur op 80 °C. Na de laatste cyclus worden de granulaten uit het mengsel gehaald en gewassen met kraantjeswater boven een zeef (4,75 mm). De overgebleven oven-gedroogde massa wordt gemeten. Het verschil met het oorspronkelijk gewicht bepaald de residuele mortelhoeveelheid.

- Productie van een nieuw beton

Een betonmengeling wordt gemaakt met gerecycleerde granulaten en met nieuwe gekleurd cement. Het morteloppervlak kan makkelijk gedetecteerd worden in een snede van het beton dankzij een verschillend kleur van de aanhechtende mortel en de nieuwe mortel.

- Temperatuursbehandeling

Dit is de gemakkelijkste methode en kan gebruikt worden voor alle types granulaten. De granulaatmonsters worden eerst volledig nat gemaakt en vervolgens 2 uur gedroogd in een oven op 500 °C. Daarna worden ze onmiddellijk ondergedompeld in ijskoud water. Hierdoor ontstaan spanningen die zorgen voor scheuren in de mortel waardoor hij makkelijk te verwijderen wordt. Overige mortelstukjes worden met een rubberen hamer mechanisch verwijderd.

Butler et al [14] maakte een vergelijking tussen bovenstaande methodes en gebruikte daarvoor twee gerecycleerde granulaten. Het gemeten mortelgehalte per type granulaat en per methode is weergegeven in Tabel 2. Hieruit blijkt dat de temperatuursbehandeling de beste methode is om het aanhechtende mortelgehalte te bepalen.

Tabel 2: Resultaten aanhechtend mortelgehalte (overgenomen uit [3])

Methode	RA-1	RA-2	Opmerking
Behandeling in salpeterzuur oplossing	20%	32%	minst effectieve methode
Vries-dooi methode in natriumsulfaat oplossing	30%	41%	ongeveer 80 à 90 % mortel verwijderd
Temperatuurs-behandeling	46%	56%	Bijna 100 % mortel verwijderd

2.3 Gerecycleerd beton

2.3.1 Verse betoneigenschappen

De eigenschappen van het vloeibare beton worden de verse betoneigenschappen genoemd. Ze bestaan voornamelijk uit de verwerkbaarheid, dichtheid, luchtgehalte en waterabsorptie.

De **verwerkbaarheid** (of slump) is een eerste eigenschap die de vloeibaarheid van het verse beton bepaalt. De Kegel van Abrams is een standaardapparaat voor het bepalen van de zetmaat. Een metalen kegelvorm van standaard afmetingen wordt gevuld met het betonmengsel. Bij het omhoogtrekken van de vorm zakt de betonkegel in. Deze inzakking in millimeter is een maat voor de plasticiteit. Afhankelijk van de grootte van deze waarde wordt de betonmengeling ingedeeld in een consistentiegebied. De vijf consistentieklassen worden vastgelegd door de Europese Norm EN 206-1:2000 en worden weergegeven in Tabel 3. Een gangbare maat voor constructies is 80 mm. Hierbij is de verwerkbaarheid voldoende groot.

Tabel 3: Consistentieklassen zetmaat

Consistentie	Zetmaat
Aardvochtig	S1 (≤ 40 mm)
Half plastisch	S2 (50-90 mm)
Plastisch	S3 (100-150 mm)
Zeer plastisch	S4 (160-220 mm)
Vloeibaar	S5 (≥ 220 mm)

Eenzijds is de verwerkbaarheid afhankelijk van de hoeveelheid toegevoegd water ten opzichte van het cementgehalte in het beton. Hoe groter deze w/c-factor is, hoe plastischer het verse beton zal zijn. Voor de w/c-factor is niet het totale watervolume maar het effectief watervolume bepalend. Het verschil tussen beide is het gedeelte geabsorbeerd door de granulaten. De gerecycleerde granulaten hebben een hogere waterabsorptie dan natuurlijke granulaten (zie 2.2) waardoor bij

eenzelfde hoeveelheid toegevoegd water de verwerkbaarheid minder goed is bij gerecycleerd beton. Malesev [4] onderzocht drie betonmengelingen met respectievelijk 0, 50 en 100 % gerecycleerde granulen. Bij beton met 50 % gerecycleerd granulen is ongeveer 10 % meer water nodig in vergelijking met het klassieke beton om dezelfde zetmaat te krijgen. Bij beton met 100 % gerecycleerde granulen bedraagt deze vermeerdering 20 %.

Anderzijds hebben vorm en textuur van de granulen een invloed op de verwerkbaarheid. Meer hoekiger en ruwere granulen, zoals de gerecycleerde granulen, verhogen de wrijving in het verse beton en verlagen bijgevolg de verwerkbaarheid [14].

Algemeen kan de consistentie van gerecycleerde beton verbeterd worden door het verminderen of vermijden van fijne gerecycleerde granulen. Daarnaast kunnen ook water reducerende middelen of vliegas gebruikt worden. Een minder goede zetmaat kan ook opgelost worden door de granulen te doorweken op voorhand [6].

Een tweede eigenschap van vloeibaar beton is het **watergehalte**. Betonmengelingen die gerecycleerde granulen gebruiken, hebben een verhoogd watergehalte ten gevolge van de aanhechtende cementpasta die een veel hogere absorptiecoëfficiënt heeft. Het bepalen van de grootte van de absorptiecoëfficiënt is moeilijk aangezien deze afhangt van de hoeveelheid cementpasta die de betonmengeling bevat [6]. Malesev [4] beschrijft een stijging van de waterabsorptie tot 50 % bij beton met gerecycleerde granulen.

De laatste eigenschap is het **luchtgehalte** van gerecycleerd beton. Ten gevolge van de poreuze aanhechtende mortel ligt het luchtgehalte veel hoger bij gerecycleerd beton dan bij klassiek beton. Een voorbeeld uit het uitgevoerd praktisch onderzoek (zie Deel 2) geeft een luchtgehalte aan van 4 % voor gerecycleerd beton ten opzichte van 1,4 % voor klassiek beton.

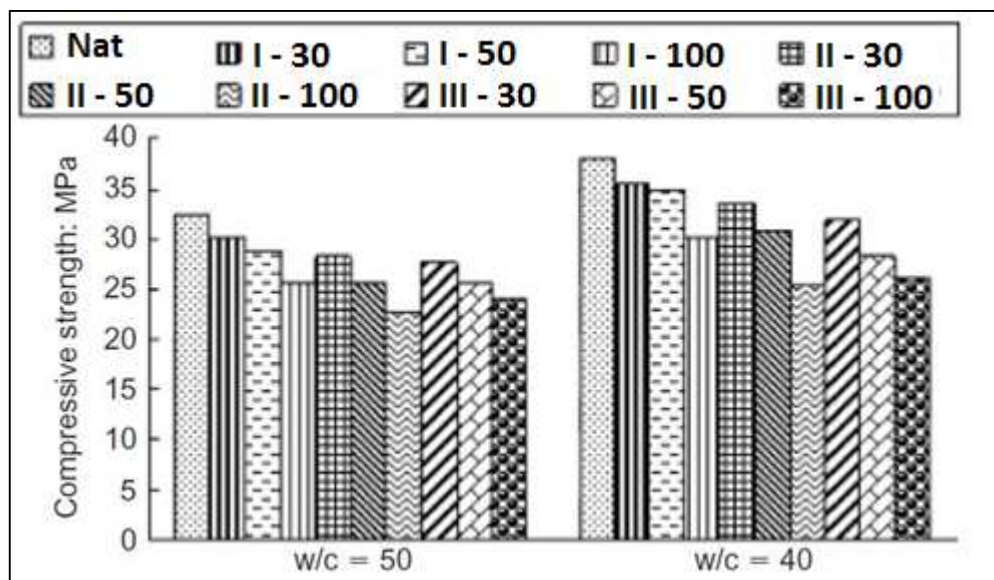
2.3.2 Harde betoneigenschappen

- Druksterkte

Betondruksterkte is de mate waarin beton weerstand kan bieden tegen drukkrachten. De betondruksterkte is afhankelijk van o.a. de sterkte van het toegepaste bindmiddel (doorgaans cement), het gebruikte toeslagmateriaal, de gebruikte hoeveelheid water (de water/cement-factor) en de verhardingstijd.

Druksterkte van gerecycleerde betonmengelingen ligt over het algemeen lager dan betonmengelingen met enkel natuurlijke granulaten. In de literatuur is echter weinig overeenstemming te vinden over de grootte van de sterktereductie. Sommige studies rapporteren een daling van de druksterkte van 2 tot 10 % [10, 15, 16] bij gerecycleerd beton. Andere studies [3, 4, 14] vermelden een gelijke of zelfs hogere druksterkte, afhankelijk van de toegepaste w/c-factor, bij het gebruik van gerecycleerde granulaten. Het hoger luchtgehalte bij gerecycleerd beton ligt vaak aan de oorsprong van lagere sterkte-eigenschappen.

Choi et al [17] onderzochten de druksterkte van drie verschillende betonmengelingen. In de eerste mengeling worden grove gerecycleerde granulaten gebruikt met 4,17 % aanhechtende mortel. De tweede betonmengeling bestaat uit grove gerecycleerde granulaten met 7,99 % aanhechtende mortel. Bij de laatste betonmengeling worden de fijne granulaten vervangen door gerecycleerd materiaal met 26,95 % aanhechtende mortel. Voor de drie types worden telkens drie vervangingspercentage (30, 50 en 100 %) en twee sterkteklassen (w/c-factor = 40 en 50 %) onderzocht. Vervangingspercentage is de hoeveelheid gerecycleerde granulaten ten opzichte van het totale aantal granulaten, meestal uitgedrukt in functie van de dosering (kg/m^3). De resultaten van Choi et al worden weergegeven in Grafiek 3. De naamgeving bestaat uit het nummer van de betonmengeling (I, II of III) gevolgd door het vervangingspercentage.



Grafiek 3: Resultaten druksterkte (grafiek aangepast uit [17])

Uit bovenstaande grafiek blijkt dat in eenzelfde sterkteklasse de druksterkte verlaagt bij een stijgende hoeveelheid gerecycleerd materiaal. Deze verlaging bedraagt ongeveer 20 % voor de eerste reeks bij 100 % gerecycleerd beton ten opzichte van natuurlijk beton. Door een hogere w/c-factor te gebruiken kan deze daling in druksterkte geminimaliseerd worden. De druksterkte bij

I-100 met w/c-factor gelijk aan 40 ligt bijna even hoog als de druksterkte van het natuurlijk beton met w/c-factor gelijk aan 50. Het grulaatype en de kwaliteit van de granulaten spelen duidelijk ook een rol bij het bepalen van druksterkte. De sterkte van de tweede en derde betonmengeling liggen lager dan die van de eerste. Grove en fijne gerecycleerde granulaten worden niet samen gebruikt in deze studie. Indien dit wel zou gebeuren, wordt verwacht dat de druksterkte nog lager zal liggen.

Bai et al [9] vermelden eveneens een verlaging van de druksterkte voor gerecycleerd beton binnen een sterkteklasse. Betonmengelingen met twee verschillende w/c-factoren (55 en 40) worden onderzocht voor vijf vervangingspercentages (0, 30, 50, 70 en 100 %). Bij een w/c-factor gelijk aan 55 daalt de druksterkte met ongeveer 30 % tussen het natuurlijke beton en het beton met 100 % gerecycleerd materiaal. Door de w/c-factor aan te passen tot 40 wordt een 100 %- gerecycleerde mengeling bekomen met een druksterkte die praktisch even hoog ligt als het natuurlijke beton met w/c-factor gelijk aan 55.

Santos et al [18] onderzochten de druksterktes van beton met gerecycleerde granulaten afkomstig van verschillend origineel beton (56 en 45 MPa). De druksterkte bedraagt respectievelijk 32 en 30,5 MPa voor het beton met een originele sterkte van 56 en 45 MPa. Hieruit kan besloten worden dat de originele sterkte geen noemenswaardige invloed uitoefent op de druksterkte van de nieuwe gerecycleerde betonmengelingen. Deze bevinding wordt bijgetreden door Nixon [1] in zijn review over gerecycleerd beton.

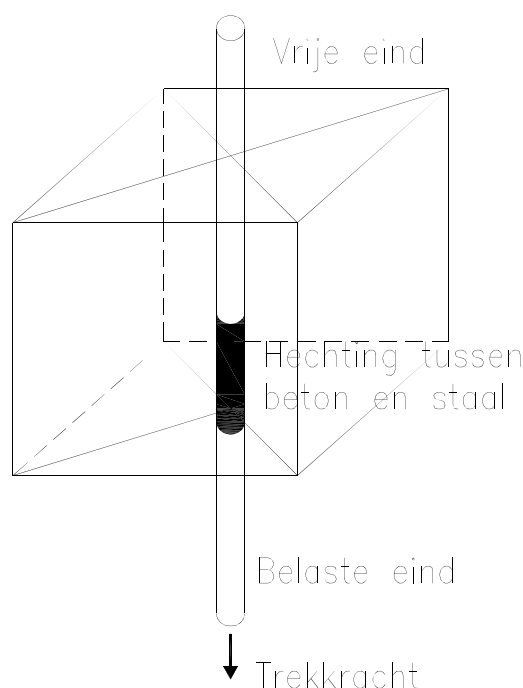
Een verhoging van de druksterkte van gerecycleerd beton wordt gevonden door Malesev et al [4]. Deze hogere waarde wordt toegewezen aan de zeer hoge kwaliteit van de granulaten en is miniem ($< 5\%$).

Samengevat kan gesteld worden dat de druksterkte afhangt van de sterkte van de mortel, de kwaliteit van de granulaten en het luchtgehalte van het beton. Door granulaten met hoge kwaliteit en een lage w/c-factor te gebruiken, kan gerecycleerd beton druksterktes behalen die evenwaardig zijn aan deze van klassiek beton. Een nadeel is de grotere hoeveelheid cement die hiervoor nodig is.

- Hechtsterkte

De **hechtsterkte** tussen beton en staal wordt gemeten via pull-out proeven. De meeste studies [8, 9, 14, 15, 17] gebruiken hiervoor eenzelfde procedure. De proefstukken bestaan uit prisma's waarin een wapeningsstaaf wordt geplaatst. Deze staaf staat over een bepaalde lengte in contact met het beton en steekt langs beide zijden van het prisma uit. Langs het belaste eind wordt een trekkracht opgevoerd en de andere zijde wordt het "vrije eind" genoemd. Het principe wordt weergegeven in Figuur 1. De relatieve verplaatsing tussen staaf en beton van zowel het belaste en als het vrije eind worden opgemeten met meetklokjes, die vastgemaakt zijn aan de staaf.

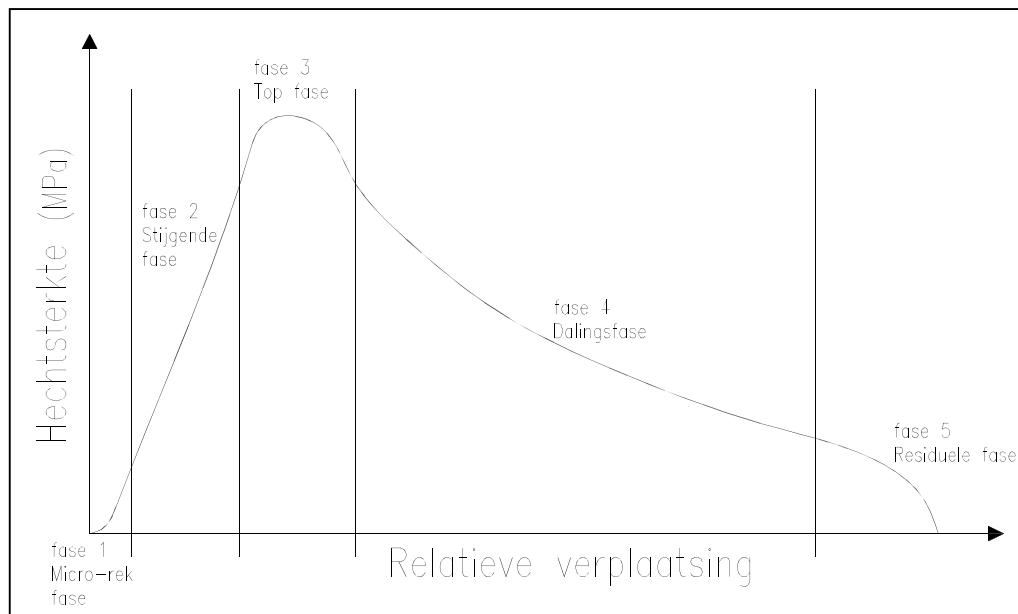
De kracht waarbij het staal begint te glijden doorheen het beton wordt opgemeten. Door deze kracht te delen door het hechtoppervlak wordt de hechtsterkte bekomen. Het hechtoppervlak wordt bepaald door de omtrek van de staaf te vermenigvuldigen met de hechtlengte. Met de textuur van de staaf wordt hierbij geen rekening gehouden. Indien de staaf glad of geribd is, wordt dit vermeld.



Figuur 1: Principe pull-out proef

Het verloop van het spanning-rek gedrag kan ingedeeld worden in vijf stadia. In het begin van de proef wordt de hechting hoofdzakelijk bepaald door de chemische cementatiekracht en -wrijving. Bij lage trekkracht wordt rek waargenomen aan het belaste eind en niet aan het vrije eind. Wanneer de kracht wordt opgedreven verdwijnt de cementatiekracht en ontstaat slip aan het vrije eind. Het glijden begint en verloopt lineair tot een maximale kracht wordt bereikt. Hierna versnelt het glijden

terwijl de kracht zal afnemen. Ten slotte komt de residuele fase waarbij de kracht daalt tot nul en het proefstuk het begeeft. De spanning-rek curve wordt getoond in Figuur 2 samen met de vijf stadia die het proefstuk doorloopt.



Figuur 2: Verloop hechtsterkte i.f.v. rek bij pull-out proef

Xiao et al [8] onderzochten de hechtsterkte van 36 proefstukken waarbij 3 betonmengelingen, respectievelijk met 0, 50 en 100 % gerecycleerde granulaten en gladde en geribde wapeningsstaven worden gebruikt. Ze komen tot de conclusie dat de hechtsterkte tussen het gerecycleerd beton en de gladde staven daalt met respectievelijk 12 en 6 % bij een vervanging van 50 en 100 % van de klassieke granulaten. Voor de geribde staven liggen de resultaten heel dicht bij elkaar en waren de verschillen niet significant. De hechtsterkte van geribde staven ligt meer dan 100 % hoger dan deze van gladde staven. Deze conclusie wordt ook gevonden door Bai et al [9] waarbij de verschillen zelfs tot 200 % groter zijn. De variantie bij gladde staven ligt ook veel hoger [8]. Dit wordt verklaard doordat de hechting bij geribde staven wordt gerealiseerd door de mechanische verankering en de wrijvingsweerstand. Bij de gladde staven wordt dit voornamelijk gerealiseerd door adhesie tussen staal en beton en is dus sterk afhankelijk van de hoeveelheid gebruikte gerecycleerde granulaten.

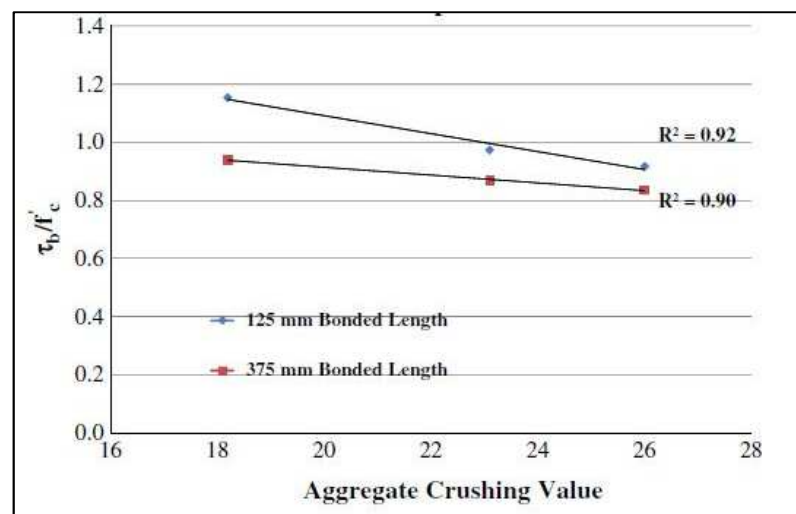
Relaties tussen hechtsterkte en druksterkte worden vaak onderzocht in [8, 9, 15, 17]. De relatieve hechtsterkte wordt gedefinieerd door de gemiddelde hechtsterkte te delen door de vierkantswortel van de druksterkte. Hierdoor wordt de invloed van het type grove granulaten bestudeerd. Xiao et al [8] beschrijven een hogere relatieve hechtsterkte voor de betonmengelingen met 100 % gerecycleerde granulaten. Deze bedroeg 5 à 10 % meer waardoor kan worden besloten dat bij gelijke druksterkte de hechtsterkte bij gerecycleerd beton hoger ligt. Dit wordt eveneens

waargenomen door Choi et al [17] waarbij de verschillen minder dan 10 % bedragen. Bai et al [9] beschreven een relatie tussen de hechtsterkte en de druksterkte als volgt:

$$\tau_u = \alpha f_{cu}^{0,55}$$

Waarbij τ_u de hechtspanning, f_{cu} de druksterkte en α de evenredigheidsfactor is tussen beide grootheden. De α -waarde wordt bepaald voor gladde staven met diameter 12 mm en voor geribde staven met drie verschillende diameters: 12, 18 en 25 mm. Bij elk type worden vijf verschillende betonmengelingen gemaakt met vervangingsparameter 0, 30, 50, 70 en 100 %. Voor de geribde staven bedroeg α respectievelijk 2,277, 2,108 en 1,464 voor de diameters 12, 18 en 25. Hieruit blijkt dat de hechtsterkte stijgt wanneer de druksterkte toeneemt en het snelst stijgt bij kleine staafdiameters.

Butler et al [14] beschrijven een verlaging van ongeveer 10 % van de hechting bij het gebruik van gerecycleerde granulaten. Een verband tussen de hechtsterkte en de druksterkte en/of treksterkte wordt niet gevonden. Daarnaast beschrijven Butler et al [14] een sterkte relatie tussen “Aggregate Crushing Value” (ACV) en de gemiddelde hechtsterkte (τ_b/f_c). ACV is een maat voor de sterkte van de granulaten. Hierbij wordt een cilindrische mal gevuld met granulaten en geplaatst in een testapparaat die druk uitoefent op het proefstuk. De granulaatdeeltjes die door een zeef van 2,36 mm vallen, worden gewogen. Dit gewicht wordt gedeeld door de startmassa om de ACV te bepalen. Hoe lager deze waarde is, hoe sterker de granulaten zijn. Wanneer de ACV stijgt, wordt volgens een lineair verband, een verlaging van de gemiddelde hechtsterkte bekomen zoals weergegeven in Grafiek 4. De hechtsterkte is dus afhankelijk van de sterkte van de granulaten.



Grafiek 4: Resultaten verband gemiddelde hechtsterkte - ACV (overgenomen uit [14])

Choi et al [17] onderzochten vier verschillende betonsamenstellingen met respectievelijk 0, 30, 50 en 100 % gerecycleerde granulaten. De hechtsterkte daalt gering met een stijgend gehalte aan gerecycleerde granulaten. Daarnaast worden twee verschillende w/c-factoren onderzocht. Hieruit blijkt dat deze eveneens een kleine invloed op de hechtsterkte heeft. Hoe lager de w/c-factor, hoe groter de hechtsterkte. De hechtsterkte is dus afhankelijk van de sterkte van de mortel. Voor een betonmengeling met 30 % gerecycleerde granulaten wordt de hechtsterkte beïnvloed door de w/c-factor en het type granulaat. Bij vervangingspercentages groter of gelijk aan 50 % wordt de hechtsterkte echter meer beïnvloed door het type granulaat en het vervangingspercentage. Dit wijst op een sterke interactie tussen de achteruitgang van de sterkte van het beton en de gerecycleerde granulaten met lage kwaliteit [17].

In tegenstelling tot bovenstaande bevindingen beschrijven Huang et al [15] een stijgende hechtsterkte bij een grotere vervangingsparameter en een omgekeerd evenredig verband met de druksterkte en de treksterkte. Redenen voor deze opmerkelijke bevindingen worden niet vermeld in de studie. De resultaten van deze studie zijn getoond in Tabel 4. C staat voor betondekking, d voor staafdiameter en l_a voor de hechtlengte.

Tabel 4: Resultaten hechtsterkte (overgenomen uit [15])

Naam	Vervangings-percentage	C (mm)	d (mm)	l_a (mm)	c/d	l_a/d	τ_u (MPa)
RC-0	0	41	16	± 80	2,604	4,958	16,833
RC-30	30	42	16	± 80	2,625	5,146	16,837
RC-50	50	42	16	± 80	2,625	4,792	16,827
RC-75	75	-	16	± 80	-	-	18,427
RC-100	100	-	16	± 80	-	-	19,007

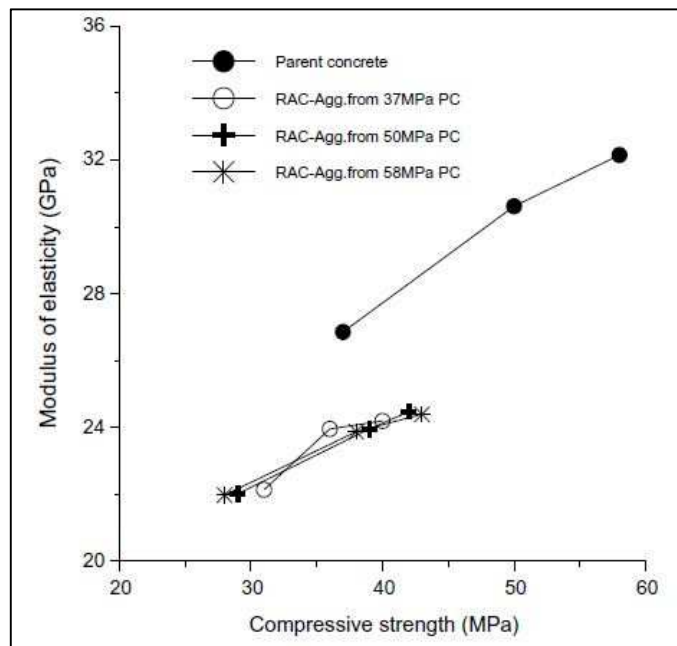
Zoals kan gezien worden op bovenstaande tabel is de hechtsterkte voor de drie samenstellingen met 0, 30 en 50 % gerecycleerd materiaal ongeveer gelijk. Het zijn de laatste twee mixen die een duidelijke verhoging van de hechtsterkte vertonen. Bij RC-75 en RC-100 zijn de gegevens van de relatieve betondekking en hechtlengte niet ingevuld. Misschien zijn deze waarden niet of verkeerd bepaald waardoor de resultaten van de laatste twee betonmengelingen niet helemaal correct zijn. Het lijkt dan ook best hier niet te veel aandacht aan te besteden.

- Elasticiteitsmodulus

De **elasticiteitsmodulus** van beton is een materiaalkundige eigenschap die een maat is voor de stijfheid of starheid van een materiaal. Het bepaalt deels de rek van het materiaal onder een trekbelasting en de compressie onder een drukkracht. Het is de evenredigheidsconstante tussen de relatieve lengteverandering ε die lineair afhankelijk is van de aangebrachte spanning σ .

In tegenstelling tot de sterkte-eigenschappen van beton, is de E-modulus voornamelijk afhankelijk van de volumefracties van de materialen en van de E-modulus van de granulaten en de mortel zelf [19]. Aangezien gerecycleerd beton grotere volumefracties mortel bevat, ten gevolge van het aanhechtend gedeelte op de betonpuingranulaten, wordt verwacht dat de elasticiteitsmodulus bij gerecycleerd beton lager zal liggen dan bij klassiek beton. Dit heeft als gevolg dat kleine spanningen grote vervormingen en scheuren kunnen veroorzaken.

Etxeberria et al [20] beschrijven een verlaging van de elasticiteitsmodulus bij een stijgend gehalte aan gerecycleerd materiaal. Zo daalt de E-modulus van 32562 MPa bij klassiek beton tot 27764 MPa bij 100 % gerecycleerd beton. Dit is een reductie van 15 %. Padmini et al [7] vermelden een recht evenredige relatie tussen de elasticiteitsmodulus en de druksterkte. Hoe hoger de druksterkte, hoe hoger de elasticiteitsmodulus. De curve voor gerecycleerd beton ligt echter lager. Bij een gegeven druksterkte zal de elasticiteitsmodulus van gerecycleerd beton lager liggen dan het origineel beton. Het verloop van de elasticiteitsmodulus in functie van de druksterkte opgesteld door Padmini et al [7] is te zien in Grafiek 5. Hierop zijn onderaan drie curves te zien afkomstig van gerecycleerd beton met verschillende originele sterkte (37, 50 en 58 MPa) en bovenaan het verloop bij klassiek beton. De originele sterkte van het beton heeft volgens deze resultaten weinig invloed op de elasticiteitsmodulus van het gerecycleerd beton.



Grafiek 5: Verloop E-modulus i.f.v. druksterkte (overgenomen uit [7])

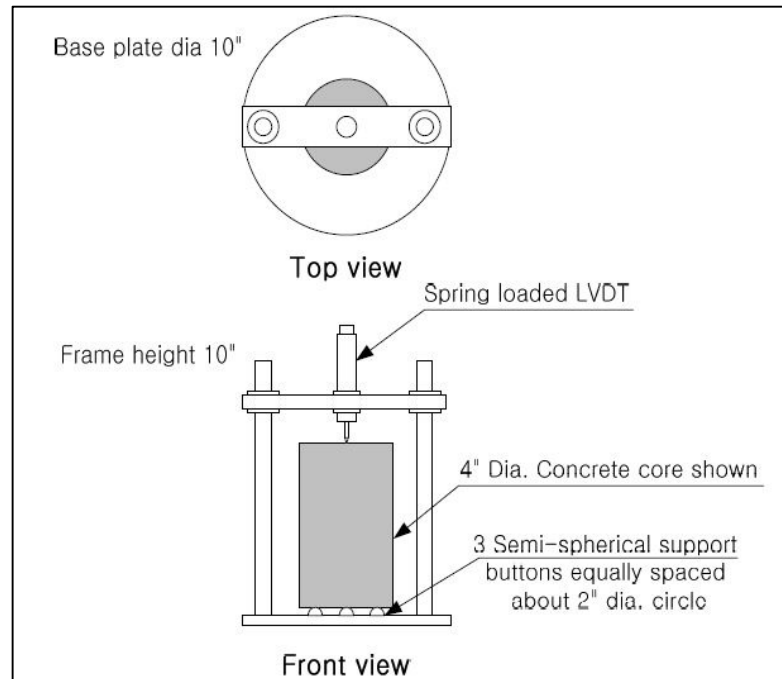
Andere studies tonen gelijkaardige resultaten aan. Corinaldesi [21] beschrijft een verlaging van 16 % voor gerecycleerd beton bij gelijke druksterkte. Santos et al [18] rapporteert een gemiddelde waarde van 32000 MPa voor natuurlijk beton na 32 dagen. Twee onderzochte betonmengelingen met gerecycleerd materiaal hebben een elasticiteitsmodulus van 26200 MPa en 24000 MPa. Deze waarden liggen respectievelijk 22 en 33 % lager dan het klassieke beton. Won [5] vindt zelfs verschillen van de E-modulus tussen 30 en 50 %.

- Thermische-uitzettingscoëfficiënt

De eerste scheuren in doorgaand gewapende betonverhardingen ontstaan ten gevolge van krimp en temperatuursveranderingen. De **thermische-uitzettingscoëfficiënt (CTE)** van beton zal een significante invloed hebben op deze eerste scheuren. CTE is de eenheid lengteverandering van het beton bij een temperatuursverandering van één eenheid. Hoge CTE-waarden gaan gepaard met versnelde achteruitgang van het beton, grotere uitzetting en meer scheuren. Mortel heeft een hogere CTE-waarde dan granulaten. Aangezien gerecycleerde betonmengelingen meer mortel bevatten, wordt verwacht dat de CTE zal stijgen.

De standaardmethode voor het meten van de CTE is AASHTO TP60 en maakt gebruik van een extensometer. AASHTO staat voor The American Association of State Highway and Transportation Officials en is een Amerikaans standaardiseringssysteem die normen, protocollen en richtlijnen bevat over beton gebruikt voor o.a. wegen. AASHTO TP60 gebruikt een extensometer

die bestaat uit een metalen frame waarin het proefstuk wordt geplaatst op drie punten. Via een pin bovenaan staat het proefstuk in contact met de extensometer. De opstelling is weergegeven in Figuur 13.



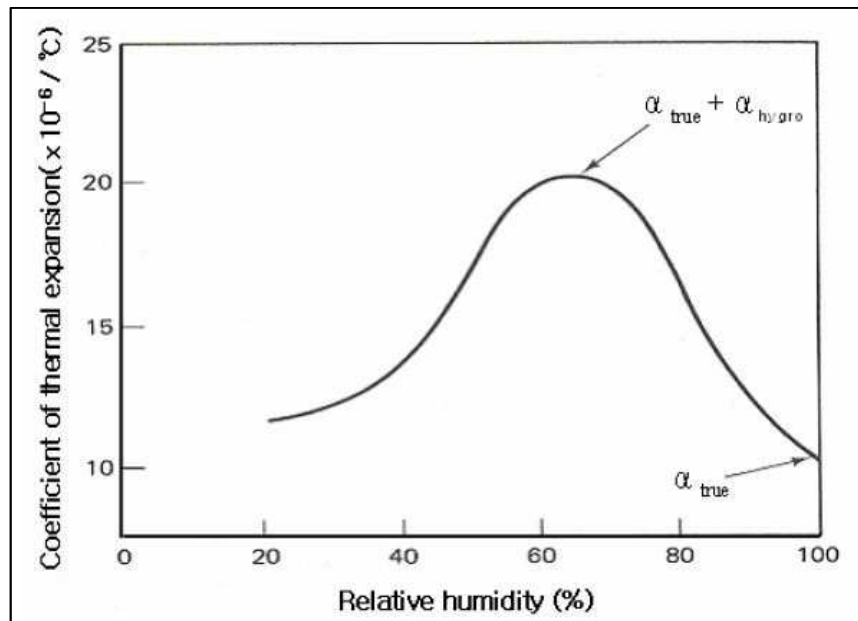
Figuur 3: Schematische voorstelling van testapparatuur voor meten CTE (overgenomen uit [10])

De CTE kan ook worden gemeten via rekstrookjes die langs de buitenkant of binnenin geplaatst worden. De opstelling wordt vervolgens ondergedompeld in een bad met water en onderworpen aan verschillende temperaturen (tussen 10 en 50 °C). Door de rek en de uitzetting van de proefstukken te meten kan de CTE bepaald worden via:

$$CTE = \frac{\varepsilon_c + \Delta T \times \alpha_{ex}}{\Delta T}$$

Waarbij ε_t de gemeten rek is van de betonnen proefstukken bij een bepaalde temperatuursverandering ΔT . α_{ex} is de coëfficiënt van de extensometer zelf.

De CTE wordt gemeten in verzadigde toestand. De CTE-waarde is namelijk afhankelijk van de graad van relatieve vochtigheid. De CTE-waarde is maximaal bij een relatieve vochtigheid van 65 %, terwijl bij volledige verzadiging deze waarde gehalveerd is. Het verloop van de CTE in functie van de relatieve vochtigheid wordt weergegeven in Grafiek 6. In veel laboratoria is het niet eenvoudig om de relatieve vochtigheid van de betonnen proefstukken exact te bepalen of te verzekeren. Om deze reden wordt de CTE gemeten bij proefstukken die volledig verzadigd zijn.



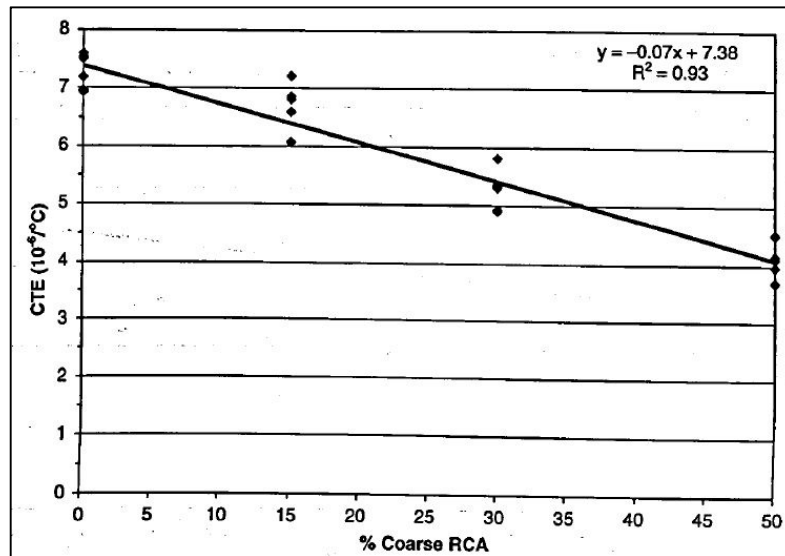
Grafiek 6: Variatie van de CTE-waarden i.f.v. de relatieve vochtigheid (overgenomen uit [10])

Yang et al [10] deden onderzoek naar de verschillende invloeden van de CTE. Hierbij onderzochten ze de invloed van zes verschillende granulaattypes, waaronder de gerecycleerde granulaten. Ze vermelden een kleine stijging van de CTE van 10 à 15 % ten opzichte van de natuurlijke granulaattypes bij een 100 % vervanging. Ze schrijven een belangrijke invloed op de CTE toe aan de vorm van de proefstukken. De resultaten tonen aan dat de cilindervormige proefstukken een CTE-waarde aangeven die $1,8 \sim 2,6 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ lager ligt dan deze bij prisma's.

Smith et al [3] gebruiken een vereenvoudigde methode overgenomen van ASTM voor het bepalen van CTE. Hierbij wordt gebruik gemaakt van cilindrische proefstukken waarop referentiepunten op 200 mm van elkaar worden aangebracht. Door de luchttemperatuur te laten variëren tussen $-20\text{ }^\circ\text{C}$ en $+20\text{ }^\circ\text{C}$ en telkens de rek te meten wordt de CTE bepaald:

$$CTE = \frac{\Delta L}{(\Delta T \times L)}$$

Waarbij ΔL de lengteverandering is bij een bepaalde temperatuursverandering ΔT . L is de lengte van het proefstuk. De resultaten uit [3] tonen een omgekeerd effect aan in vergelijking met [10]. Bij een stijgend percentage aan gerecycleerde granulaten, daalt de CTE-waarde lineair zoals wordt weergegeven in Grafiek 7.



Grafiek 7: Resultaten CTE i.f.v. hoeveelheid RA (overgenomen uit [3])

Uit bovenstaande grafiek blijkt dat de CTE $7,28 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ bedraagt bij betonmengeling met 0 % gerecycleerde granulaten, terwijl deze waarde $4,10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ is bij een 50 % gerecycleerde betonmengeling. De verschillen met de resultaten uit [10] worden door de auteurs verklaard door de zeer hoge kwaliteit van de gerecycleerde granulaten die ze gebruiken. Het gebruik van een vereenvoudigde methode voor het meten van de CTE heeft waarschijnlijk ook invloed op de resultaten.

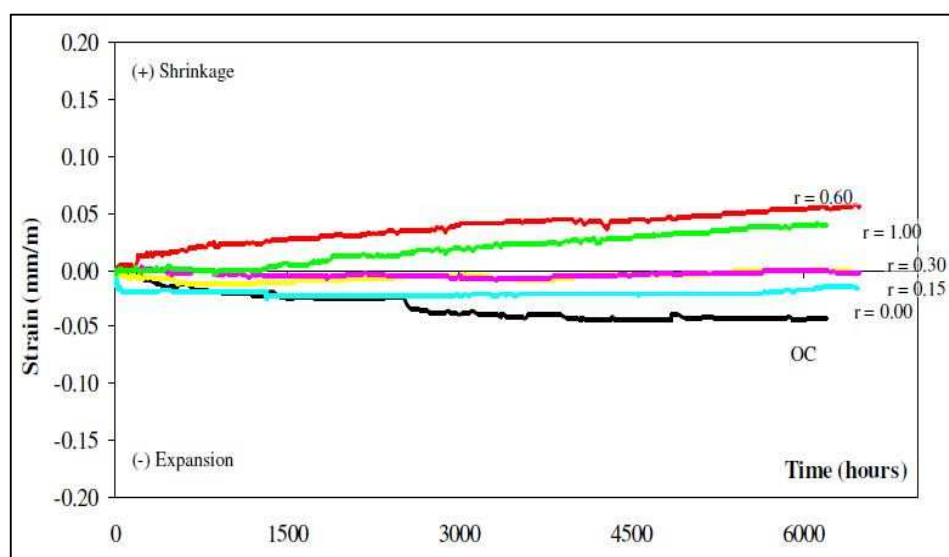
Bekoe et al [2] beschrijven de resultaten van de CTE voor drie sets betonmengelingen met 0, 25 en 50 % gerecycleerd materiaal. Er worden geen significante verschillen waargenomen tussen de drie sets. De enige verschillen zijn volgens de auteurs te wijten aan de variabiliteit van de proeven. Deze bevinding wordt bevestigd door Won [5] die gelijke of zelfs iets lagere CTE-waarden vond voor gerecycleerde betonmengelingen.

Samengevat kan gesteld worden dat, in tegenstelling tot wat gedacht werd, de uitzettingscoëfficiënt van beton niet merkwaardig beïnvloed wordt door het gebruik van gerecycleerde granulaten. De kwaliteit van de gerecycleerde granulaten zorgen voor de kleine verschillen ten opzichte van een klassieke samenstelling. Wanneer granulaten met hoge kwaliteit (hoge originele sterkte, laag mortelgehalte...) worden gebruikt, is geen gevaar voor een te hoge CTE-waarde.

- Krimp en kruip

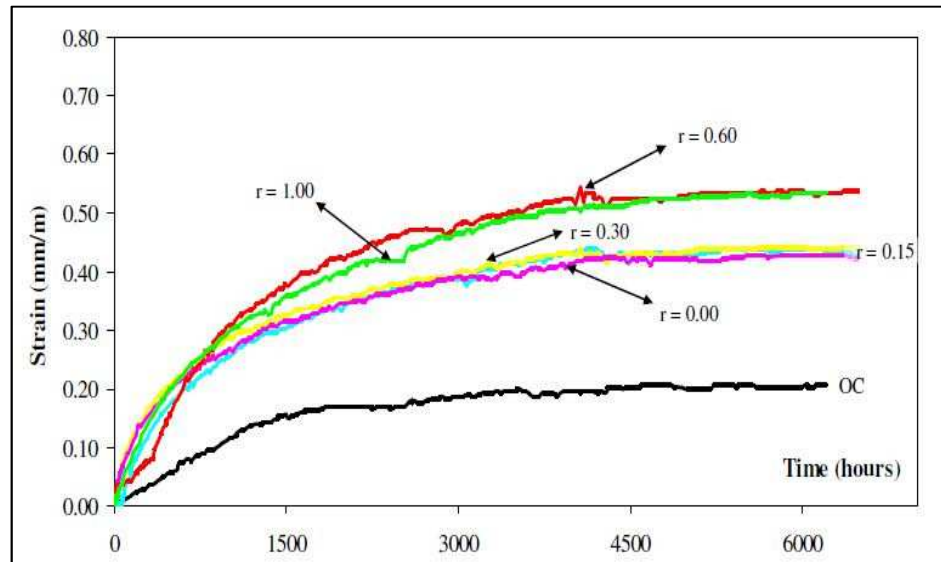
Gómez-Soberón [16] verrichtte onderzoek naar de invloed van de gerecycleerde granulaten op de **krimp** van het beton. Betonkrimp is een volumevermindering van het beton na het storten door o.a. het afkoelen van beton na hydratatiereactie, verdampen van het poriënwater en chemische reactie van het water. Om deze krimp te meten worden twee types krimp bepaald: de basiskrimp en de totale krimp. De basiskrimp wordt bepaald door de vervorming van de proefstukken wanneer geen water kan ontsnappen. Dit wordt verwezenlijkt door de proefstukken te omhullen met een paraffine wax. De totale krimp is de vervorming die optreedt wanneer wel water vrij kan uitlopen. In beide gevallen worden de proefstukken 15 dagen geplaatst in een kamer met hoge relatieve vochtigheid vooraleer de drogingsperiode start. Het verschil tussen de totale en de basis krimp is de werkelijke krimp.

Vijf verschillende betonsamenstellingen (met vervangingsparameter $r = 0, 15, 30, 60$ en 100%) en het originele beton worden onderzocht in [16]. Het beton zal door de hoge vochtigheid in de vochtigheidskamer water opnemen en bijgevolg uitzetten. Tijdens de drogingsperiode zal de totale krimp sterk toenemen ten gevolg van het verlies van water. De basiskrimp kan bestaan uit verdere expansie en uit krimp na de vochtigheidsperiode. De basiskrimp bij de twee samenstellingen met het hoogste percentage gerecycleerd materiaal bedragen ongeveer $0,05 \text{ mm/m}$. De drie andere gerecycleerde mengelingen vertonen een kleine expansie van $0,007 \text{ mm/m}$. Het verloop van de basiskrimp in functie van de tijd wordt weergegeven in Grafiek 8.



Grafiek 8 : Verloop basiskrimp i.f.v. de tijd (overgenomen uit [16])

De waarden van de basiskrimp zijn klein in vergelijking met de totale krimp, die van de grootteorde 0,4 à 0,5 mm/m zijn. Het verloop van de totale krimp in functie van de tijd wordt weergegeven in Grafiek 9.



Grafiek 9: Verloop totale krimp i.f.v. de tijd (overgenomen uit [16])

De resultaten van deze studie tonen aan dat bij betonmengeling met laag vervangingspercentage ($r \leq 30 \%$) de werkelijke krimp na 270 dagen gelijk is aan deze bij klassiek beton. Voor grotere vervangings-percentages ($r \geq 60 \%$) ligt de krimp na 270 dagen ongeveer 25 % hoger dan bij klassiek beton. Dit wordt toegeschreven aan het hoge gehalte mortel aanwezig bij grote vervangingspercentages. De hogere porositeit en lage dichtheid van gerecycleerde granulaten verhogen de vervormbaarheid en verlagen hun weerstand. Dit leidt bij het gerecycleerd beton tot een hogere krimp.

De verhoogde krimpcoëfficiënt wordt ook door andere auteurs bevestigd. Santos [18] onderzocht de krimp van twee types gerecycleerde granulaten met verschillende originele druksterkte (56 en 45 MPa). De krimp lag na 28 dagen respectievelijk 45 en 84 % hoger dan het klassiek beton. Hieruit blijkt dat de originele sterkte een invloed heeft op de krimpcoëfficiënt.

Corinaldesi [21] onderzocht het verschil in krimp tussen gerecycleerd en klassiek beton behorende tot dezelfde sterkteklasse bij een vervangingsparameter r van iets minder dan 50 %. Hij besluit dat de krimp niet groter wordt bij het gebruik van gerecycleerde granulaten. Dit komt overeen met [18] waarbij een laag vervangingspercentage niet leidt tot grote verschillen bij de krimp. Corinaldesi [21] beschrijft een belangrijke invloed van het cementtype op de krimp. Bij een lagere cementsterkte verhoogt de krimp. Dit bewijst opnieuw dat de sterkte van het origineel beton een

belangrijke rol speelt bij de krimp van beton. Bij een sterk origineel beton, en dus een sterke mortel, vertoont de krimp weinig verschil met een klassiek beton.

Tenslotte beschrijven Bekoe [2] en Fleury [22] een algemene stijging van de krimpcoëfficiënt bij een stijgend percentage aan gerecycleerde granulaten. Fleury [22] bekomt zelfs resultaten die 60 % hoger liggen dan het klassiek beton.

Kruip is de blijvende vervorming van het beton dat gedurende langere tijd met een spanning (trekkracht, drukkracht, buiging) belast is. Fathifazl [23] verrichtte onderzoek naar de kruipcoëfficiënt op cilindervormige proefstukken. Deze worden in een jig geplaatst waaronder ze onderworpen worden met een axiale kracht die 40 % van de druksterkte bedraagt. Via rekstrookjes wordt de vervorming van de proefstukken op verschillende tijdstippen gemeten gedurende één jaar. Door de initiële rek ε_0 , gemeten net na het aanbrengen van de kracht, af te trekken van de totale rek op een bepaald tijdstip t $\varepsilon_c^{total}(t)$, wordt de kruiprek $\varepsilon_c(t)$ op tijdstip t bepaald. Aangezien de initiële rek afhankelijk is van de elasticiteitsmodulus van het beton, wordt deze best niet in rekening gebracht bij het bepalen van de kruipcoëfficiënt. De kruipcoëfficiënt wordt bepaald via:

$$C_t = \frac{\varepsilon_c^{total}(t)}{\varepsilon_0}$$

Fathifazl [23] onderzocht twee gerecycleerde betonmengelingen met kalksteen en grind als origineel granulaatype. Voor beide vermeldt hij een stijging van de kruipcoëfficiënt van 29 en 14 % na ongeveer één jaar voor respectievelijk de mengeling met kalksteen en grind. Fleury [22] beschrijft zelfs een stijging tot 70 % van de kruipcoëfficiënt na 365 dagen. Het stijgend volume mortel en lagere dichtheid van gerecycleerd beton worden aanzien als de oorzaak van de minder goede kruipcoëfficiënt.

Samengevat kan gesteld worden dat de krimp groter is bij betonmengelingen die groot aantal gerecycleerde granulaten gebruiken. Wanneer kleine vervangingspercentage ($r < 50$ %) worden gebruikt en wanneer het originele beton een goede kwaliteit bezit, zullen zich weinig problemen voordoen op het vlak van krimp. Bij groot vervangingspercentage ($r > 50$ %) kan de krimp tot 25 tot 84 % hoger liggen. De kruip van beton is eveneens hoger bij het gebruik van gerecycleerde granulaten. Een oplossing voor deze minder goede eigenschappen wordt voorgesteld door Fathifazl [23] die een nieuwe doseringsmethode vooropstelt. Deze methode komt later (Deel 4: EMV-Methode) uitgebreid aan bod.

- Splejttreksterkte en buigtreksterkte

De spanning waarbij een materiaal bezwijkt onder trekbelasting wordt de **trekspanning** genoemd. De bepaling van de zuivere (axiale) treksterkte van beton is de aangewezen methode om de σ - ϵ -lijn (spanning – vervorming relatie) en de treksterkte van beton te bepalen. De proef is echter bewerkelijk en gevoelig voor excentriciteiten en wordt daarom vrijwel nooit uitgevoerd. In de praktijk wordt vaker de veel eenvoudigere splejtproef toegepast. Deze proef kan zowel op een cilindervormig proefstuk als op een kubus worden uitgevoerd. Ook de buigtrekproef wordt regelmatig toegepast.

De bepaling van de splejttreksterkte is voornamelijk van belang bij ongewapend beton waarin ten gevolge van buiging toch trekspanningen kunnen ontstaan. Toch kunnen deze trekspanningen ook ongewild optreden in gewapend beton. De axiale- en splejtproef geven vrijwel dezelfde resultaten voor de treksterkte. De buigtrekproef geeft een 50 à 100% hoger resultaat.

In de praktijk wordt de treksterkte ook afgeleid uit de druksterkte. Globaal bedraagt de treksterkte circa 10% van de druksterkte. De treksterkte is bijgevolg afhankelijk van dezelfde factoren als de druksterkte, namelijk van de sterkte van de mortel en de granulaten en in mindere mate van de hoeveelheden van de materialen. Om deze reden worden ook weinig problemen verwacht bij het gebruik van gerecycleerde granulaten.

Bekoe et al [2] onderzochten zowel de buigtreksterkte als de splejttsterkte van beton-mengelingen met 25 en 50 % gerecycleerde materiaal. Ze vergelijken de resultaten hiervan met klassiek beton. Voor drie verschillende sterkteklasse, nl. beton met w/c-factor gelijk aan 0,43, 0,48 en 0,53 liggen de resultaten van de buigtreksterkte van gerecycleerde beton respectievelijk 1 % lager, 10 % lager en 2 % hoger dan klassiek beton. Voor de splejttsterkte liggen de resultaten respectievelijk 2 % lager, 2 % lager en gelijk ten opzichte van klassiek beton. De verschillen tussen de betonmengelingen met 25 en 50 % gerecycleerd materiaal zijn niet significant. Deze studie toont aan dat de verschillen zeer klein zijn en niet afhangen van de hoeveelheid gerecycleerd materiaal.

Malesev et al [4] en Tabsh [11] sluiten zich aan bij deze bevindingen en tonen met eigen onderzoek aan dat bij betonmengelingen met enkel gerecycleerd materiaal de splejt- en buigsterkte ook gelijk blijven. Mas et al [24] gaan niet akkoord met deze bevindingen en beschrijven een verlaging van de splejttsterkte bij een toenemend aantal gerecycleerde granulaten. Toch blijven de reducties beperkt tot minder dan 20 %.

- **Afschuifsterkte**

De **afschuifsterkte** van een materiaal is de schuifspanning waarbij een constructieonderdeel breekt. Rahal [25] rapporteert een gemiddelde schuifspanning voor gerecycleerd beton die 87,7 % van deze van klassiek beton bedraagt. Dit resultaat is evenredig met de resultaten van de druksterkte. Het verschil in afschuifsterkte tussen gerecycleerd en natuurlijk beton wordt veroorzaakt door de lagere dichtheid en hogere waterabsorptie van gerecycleerde granulaten [17]. Hogere schuifsterktes kunnen bereikt worden door de w/c-factor te laten dalen.

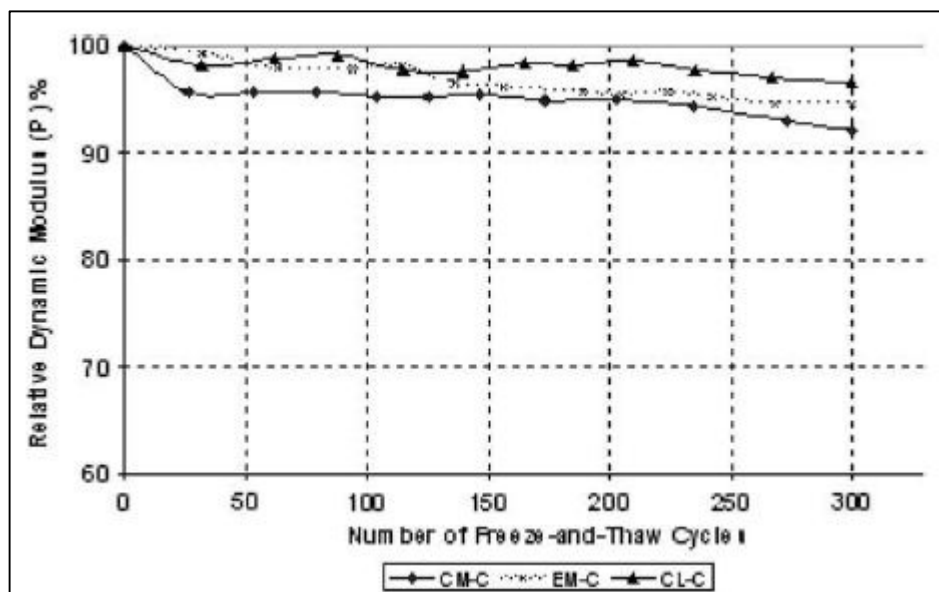
- **Duurzaamheid**

De **duurzaamheid** van beton met gerecycleerde granulaten wordt bepaald door o.a. de weerstand tegen vries-dooi cyclussen, de chloride penetratie en de carbonatatie .

Abbas et al [26] bepaalden de weerstand tegen vries-dooi cyclussen via een duurzaamheidsfactor DF, die berekend wordt via:

$$DF = \frac{P_N \times N}{M}$$

Waarbij P_N (%) de relatieve dynamische elasticiteitsmodulus is na de N^e vries-dooi cyclus en N het aantal cyclussen is die het monster ondergaat. P_N wordt bepaald door het meten van de dwarse frequentie van de monsters. N is gelijk aan het aantal cyclussen waarbij de test is afgelopen en kan maximum M hoeveelheden bedragen. M is het aantal cyclussen waaraan het monster wordt onderworpen en wordt op voorhand vastgelegd. In [26] is M gelijk aan 300 cyclussen. Normaal gezien kunnen betonmengelingen aan 300 cyclussen weerstaan en is de DF bijgevolg gelijk aan P_N . Het verloop van P_N in functie van het aantal cyclussen wordt weergegeven in Grafiek 10. De bovenste curve representeert klassiek beton, de onderste gerecycleerd beton.



Grafiek 10: Verloop DF i.f.v. aantal cyclussen (overgenomen uit [26])

Zoals te zien is op bovenstaande grafiek liggen alle DF-waarden tussen de 90 en 100 %, wat een goede weerstand weerspiegelt. De DF van gerecycleerd beton ligt 2 tot 4 % lager dan deze van natuurlijk beton. Andere studies [1, 6] vermelden een verhoogde weerstand tegen vries en dooi cyclussen van gerecycleerd beton. Dit is te danken aan het hoger luchtgehalte in gerecycleerd beton.

De chloride penetratie is voornamelijk afhankelijk het gebruikte cement. Deze waarde stijgt bij gerecycleerd beton ten gevolge van de cementpasta die het betonpuin bevat. De initiële hoeveelheid chloride-ionen werd gemeten in [26] en bedraagt 0,018 % en 0,008 % (van de massa van het beton) voor beton met gerecycleerde granulaten met respectievelijk kalksteen en grind als granulaatype. Voor het overeenkomstige klassiek beton bedraagt dit respectievelijk 0,008 en 0,007 %. Een kleine verhoging van chloride-ionen wordt gemerkt bij gerecycleerd beton maar de waarden liggen nog binnen de toelaatbare limiet van 0,02 %.

Carbonatatie treedt van nature op in beton tijdens de verharding van het beton. Door de carbonatatiereactie daalt de pH-waarde uiteindelijk tot onder de 8 à 9, waardoor corrosie van de wapening mogelijk wordt. Deze waarde moet bijgevolg zo laag mogelijk gehouden worden. Abbas et al [26] tonen resultaten waarbij de carbonatatie van de gerecycleerde proefstukken gelijk of iets lager (< 10 %) liggen dan deze van klassiek beton.

Samengevat kan gesteld worden dat het gerecycleerd beton op vlak van duurzaamheid voor geen noemenswaardige problemen zorgt. Op sommige vlakken scoort hij zelf beter dan het klassiek beton.

2.4 Besluit gerecycleerd materiaal

Gerecycleerde granulaten zijn een tweecomponenten materiaal dat bestaat uit natuurlijke granulaten en aanhechtende mortel. De aanhechtende mortel is poreuzer dan de steendeeltjes waardoor gerecycleerde granulaten een hogere waterabsorptie en lagere dichtheid hebben in vergelijking met natuurlijke granulaten. Daarnaast vertonen betonpuingranulaten een lagere weerstand tegen slijtage en weer- en temperatuursinvloeden. Dit is te wijten aan respectievelijk het minder sterke mortelgehalte en de grote poriën bij gerecycleerde granulaten. Ten slotte bevatten gerecycleerde granulaten een hoger gehalte aan chloride en sulfaat.

De eigenschappen van vloeibaar gerecycleerd beton hangen nauw samen met deze van de granulaten zelf. Door de hogere waterabsorptie van de granulaten daalt de verwerkbaarheid en stijgt het watergehalte van vers gerecycleerd beton. Daarnaast zorgt de poreuze aanhechtende mortel voor een hoger luchtgehalte en een lagere dichtheid van gerecycleerd beton.

Algemene sterkte-eigenschappen (druk-, hecht-, buigtrek-, splijttrek- en schuifsterkte) van het beton zijn voornamelijk afhankelijk van de sterkte van de mortel en de sterkte in de tussenzone. Door een goede keuze van de w/c-factor is aangetoond dat betonmengelingen met gerecycleerd materiaal voldoende sterkte vertonen als betongranulaten met hoge kwaliteit gebruikt worden. In [7] wordt aangetoond dat als granulaten afkomstig van een zeer sterk beton worden gebruikt in een beton met lagere sterkte, de sterkte-eigenschappen gelijk of hoger zullen liggen dan het equivalente klassieke beton.

In tegenstelling hiermee scoren krimp, kruip en elasticiteitsmodulus minder goed bij gerecycleerd beton. Deze eigenschappen kunnen niet verbeterd worden door de w/c-factor aan te passen, maar zijn afhankelijk van de volumefracties van de materialen. Een oplossing hiervoor wordt geboden door Fathifazl [19, 23] die een nieuwe doseringsmethode voorstelt.

Onderstaande tabellen vatten de eigenschappen van gerecycleerde granulaten en beton in vergelijking met klassiek beton samen.

Tabel 5: Samenvatting eigenschappen gerecycleerde granulaten

Eigenschap	Invloed t.o.v. natuurlijke granulaten
Vorm	Hoekiger, ruwer
Waterabsorptie	Veel hoger (tot 10 x groter)
Specifieke dichtheid	Lager (± 20 %)
Slijtageverlies	Hoger (tot 100 %)
Weerstand tegen weer- en omgevingsinvloeden	Hoger (tot 50 %)
Chloridegehalte	Hoger (tot 5x groter)
Sulfaatgehalte	Hoger

Tabel 6: Samenvatting eigenschappen gerecycleerd vers beton

Eigenschap	Invloed t.o.v. natuurlijke granulaten
Verwerkbaarheid (Slump)*	Lager
Watergehalte	Hoger
Luchtgehalte	Hoger
Dichtheid	Lager

Tabel 7: Samenvatting eigenschappen gerecycleerd hard beton

Eigenschap	Invloed t.o.v. natuurlijke granulaten
Druksterkte	Lager (tot 20%)
Hechtsterkte	Insignificant of iets lager (0 - 5 %)
E-modulus	Lager (tot 30 %)
Krimp	Hoger (tot 50 %)
Kruip	Hoger (tot 50 %)
Buigtreksterkte	Lager (5 – 10 %)
Splijttreksterkte	Lager (5 – 10 %)
Uitzettingcoëfficiënt	Insignificant
Afschuifsterkte	Lager (tot 20 %)
Duurzaamheid*	Insignificant of iets hoger (0 – 5 %)

2.5 Gebruik gerecycleerde granulaten in tweelaags doorgaand gewapend beton

2.5.1 Historiek

De combinatie van tweelaags wegebeton en het gebruik van gerecycleerde granulaten in de onderlaag is een techniek die sinds begin jaren '90 wordt toegepast in Oostenrijk en momenteel ook in Duitsland de standaardoplossing is voor autosnelwegen in beton. De eerste proefvakken in België die tweelaags doorgaand gewapend beton (DGB) gebruiken met gerecycleerde granulaten in de onderlaag, werden aangelegd in 2007-2008. De E34/N49 Antwerpen-Knokke werd tussen km 2,8 en km 5,8 heraangelegd in twee fases. De eerste fase (2007 – richting Knokke) werd uitgevoerd door de firma Wegebo. De twee bestaande rijstroken en een deel (0,90 m) van de pechstrook werden vervangen door DGB. De onderlaag bestond uit grove granulaten 0/32 die deels werden vervangen door betonpuingranulaten afkomstig van de bestaande weg. De tweede fase (2008 – richting Antwerpen) werd uitgevoerd door de firma Stadsbader. Hier werden de twee rijstroken en de volledige pechstrook in platenbeton vervangen door DGB met gelijkaardige samenstelling als in de eerste fase [27].

2.5.2 Opbouw tweelaags doorgaand gewapend beton

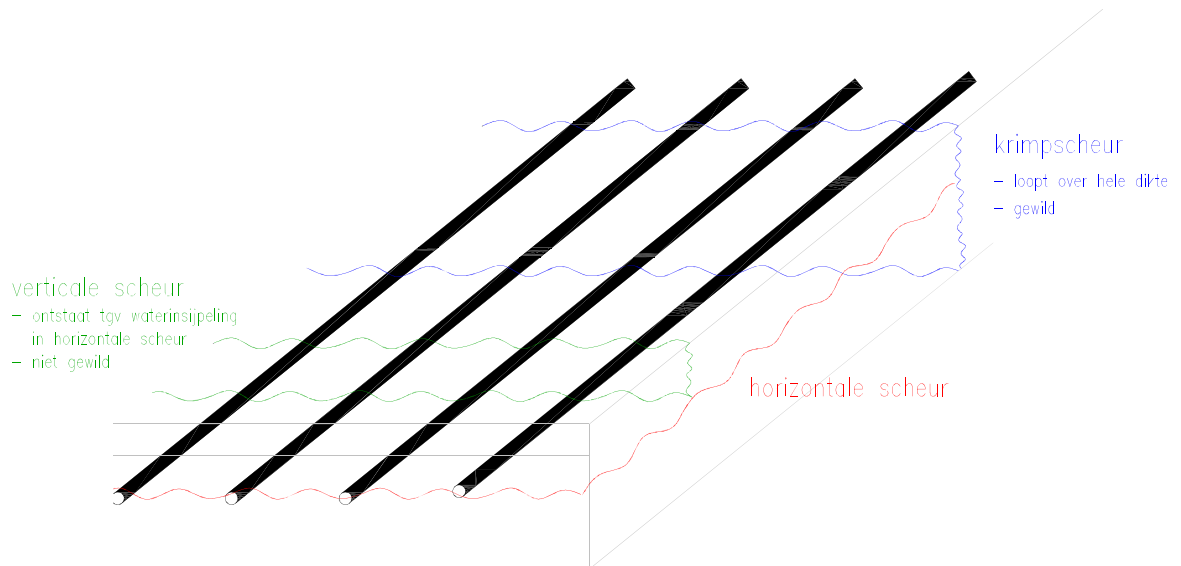
De opbouw van de rijstroken werden gekozen volgens het huidige “concept 3” van DGB die sinds 1995 geldt. De kenmerken hiervan zijn samengevat in Tabel 8. In de onderlaag met dikte van 18 cm werden ongeveer 50 % van de grove granulaten (0/32) vervangen door gerecycleerde granulaten. De effectieve w/c-factor van het beton bedroeg 44 %. Een plastificeerder werd toegevoegd om de verwerkbaarheid te verbeteren [27, 28].

Tabel 8: Kenmerken van het huidige concept van DGB (overgenomen van [28])

Concept 3
1995 - ...
0,75 % langswapening (Φ 20 alle 18cm)
Afstand bovenzijde wapening tot bovenzijde verharding: 8 cm
Betondikte: 23 cm (5 + 18)
Tussenlaag in asfalt: 5 cm
Fijn uitgewassen oppervlak tweelaags met luchtbelvormer

2.5.3 Ervaring tot nu toe

Op 19 mei 2012 zijn 5 kernen ontnomen op de N49 in de rijrichting naar Knokke (eerste fase). Tevens is een visuele evaluatie uitgevoerd in beide richtingen. Een scheurpatroon werd vastgesteld zoals weergegeven in Figuur 4.



Figuur 4: Scheurpatroon E34/N49

Op regelmatige afstanden worden dwarse scheuren gevonden die over de volledige dikte van de weg doorlopen (blauwe lijnen). Dit zijn gecontroleerde krimpscheuren die ontstaan ten gevolge van betonkrimp, temperatuursveranderingen, verkeersimpact, enz. [29]. Een tweede type verticale scheuren (groene lijnen) liepen slechts door tot aan de wapening. Daarnaast werd nog een derde type scheuren ontdekt bij het ontnemen van de kernen. De kernen waren horizontaal gebroken (rode lijnen) ter hoogte van de wapening. Waarschijnlijk is deze horizontale scheurvorming eerst ontstaan waarna ingesijpeld water vanonder uit zorgt voor het ontstaan van de ongewilde verticale scheuren (groene lijnen). Een voorbeeld van een geboorde kern waarop de horizontale scheurvorming goed te zien is, is weergegeven in Figuur 5.



Figuur 5: Geboorde kern E34/N49 met horizontale scheur (overgenomen uit [27])

Door het ontstaan van het tweede type verticale scheuren wordt de tussenafstand kleiner waardoor de kans op punch-out vergroot. Dit werd reeds op een aantal plaatsen vastgesteld waarbij het betongedeelte boven de wapening volledig verbrokeeld was. Een voorbeeld hiervan wordt weergegeven in Figuur 6.



Figuur 6: Punch-out E34/N49 (overgenomen uit [27])

2.5.4 Horizontale scheurvorming

Horizontale scheuren zijn voor DGB geen klassieke scheuren. Aan de basis van de horizontale scheur ligt een verminderde treksterkte ter hoogte van de wapening in combinatie met opkrullen van de plaat ten gevolge van temperatuurs-verschillen. Dit volgt uit een uitgebreid onderzoek, uitgevoerd in Texas [30], waar eveneens horizontale scheurvorming werd vastgesteld kort na de aanleg van een betonverharding in DGB. Via een numerieke analyse en een proefprogramma in het laboratorium werd onderzoek gedaan naar de mogelijke oorzaken van deze schade. Het onderzoek werd uitgevoerd op eenlaags DGB.

Bij het ontstaan van horizontale scheuren is enerzijds de grootte van de spanningen die optreden aan het uiteinde van het beton nabij een dwarse scheur ter hoogte van de wapening belangrijk.

Anderzijds is de weerstand van het beton tegen deze spanningen, met andere woorden de treksterkte van het beton, ter hoogte van de wapening bepalend.

De resultaten vermeld in de studie [30] rond horizontale scheurvorming kunnen als volgt samengevat worden:

- De horizontale scheuren zijn vastgesteld bij DGB met structurele verbeteringen zoals dikkere verharding, cementgestabiliseerde funderingen, betonnen pechstrook...
- De horizontale scheuren ontstaan vooraleer de verharding wordt opengesteld voor het verkeer. De enige belasting is de temperatuurgradiënt over de hoogte van de verharding.
- Uit de numerieke analyse volgt dat de horizontale scheuren ontstaan ten gevolge van te grote spanningen ter hoogte van de wapening bij een krimpscheur. Ter hoogte van de wapening ontstaan verticale spanningen ten gevolge van het opkrullen van de plaat. Hoe meer deze opkrulling gehinderd wordt, hoe groter de spanningen ter hoogte van de wapening zijn. Indien op deze plaats de betontreksterkte wordt overschreden, kunnen horizontale scheuren optreden.
- Enkele parameters die de verticale spanningen ter hoogte van de wapening vergroten:
 - o CTE: hoe groter de thermische uitzettingscoëfficiënt van het beton, hoe hoger de spanningen
 - o Hechting staal-beton: hoe beter de hechting, hoe groter de spanningen. Bij een betere hechting zal de spanning meer lokaal optreden.
 - o E-modulus: hoe hoger de E-modulus, hoe hoger de spanningen in het beton
 - o Ligging van langswapening: toegenomen risico op horizontale scheuren bij minder betondekking boven de langswapening. Een vermindering in spanning treedt op indien de wapening in twee lagen geplaatst wordt in plaats van in één laag.
 - o Spanningen ter hoogte van de wapening zijn lager ter plaatse van scheuren die volledig doorlopen in vergelijking met plaatsen waar de dwarsscheur maar deels aanwezig is. Bij een dwarse scheur over halve hoogte zal de spanning meer geconcentreerd blijven rond de wapening ter hoogte van de scheur en zal deze dus hoger zijn.

Dezelfde onderzoeksgroep [30] heeft daarnaast ook onderzoek gedaan naar invloeden op de hechtsterkte tussen staal en beton:

- o W/c-factor: hoe hogere deze waarde, hoe lager de hechtsterkte
- o Temperatuur wapening: een hogere temperatuur van de wapeningsstaven bij aanleg zorgt ervoor dat water uit het beton verdampt bij contact met de wapening. Hierdoor verhoogt de porositeit rond de wapening en verlaagt de hechtsterkte.
- o Roestvorming staven: bij een geroeste wapening wordt het water enerzijds onttrokken uit het beton en anderzijds treedt een interactie met de hydratatieproducten op. Dit zorgt voor een grotere porositeit rondom de staaf die een verlaagde hechtsterkte tot gevolg heeft.

Op basis van bovenstaande besluiten zou een vertaling gemaakt kunnen worden naar tweelaags DGB. Uit de geboorde kernen blijkt dat de overgang tussen de toplaag en de onderlaag steeds zeer goed is. De beide betonlagen zijn zeer goed met elkaar vermengd en de scheidingslijn is niet goed zichtbaar. Hieruit blijkt dat tweelaags beton samenwerkt als één geheel en dus weinig zal verschillen met het eenlaags beton. Het verschil in elasticiteitsmodulus en krimp tussen de twee lagen zou het opkrullen van de plaat mogelijks bevorderen. Dit kan leiden tot grotere spanningen ter hoogte van de wapening. De dikte van de deklaag is beperkt ten opzichte van de totale dikte, waardoor dit effect klein blijft.

3 Praktisch onderzoek

3.1 Algemeen

Het praktisch onderzoek heeft tot doel een vergelijking te maken tussen het klassieke en het gerecycleerde beton. Verschillende parameters worden onderzocht, onderling vergeleken en gekoppeld aan de literatuur. Gehoopt wordt om bepaalde parameters te vinden die aanleiding geven tot de horizontale scheurvorming in de N49. Andere parameters kunnen eventueel geëlimineerd worden.

Een klassieke en een gerecycleerde betonmengeling vormen de basis van het onderzoek. Verse eigenschappen zoals de verwerkbaarheid, luchtgehalte en dichtheid worden bepaald. De druksterkte, elasticiteitsmodulus, treksterkte en hechtsterkte tussen beton en staal zijn de harde betoneigenschappen die voor beide mixen beproefd worden. Zoals reeds vermeld wordt gedacht dat de verminderde hechting tussen het beton en het staal een mogelijke oorzaak is voor de horizontale scheurvorming. Om deze reden wordt de invloed van verschillende parameters op de hechting bij gerecycleerde beton verder onderzocht. De temperatuur en de roestvorming van de wapeningsstaaf zijn de eerste parameters die getest worden. De invloed van het luchtgehalte op de hechting wordt als derde parameter nagegaan. Het onderzoek bestaat uit twee fases waarin telkens een aantal monsters getest worden.

3.2 Proefschema

Het onderzoek bestaat uit twee fases. De eerste fase vond plaats in december 2011, de tweede fase in februari 2012. In Tabel 9 wordt het proefschema van fase 1 weergegeven. De eerste twee mengelingen (mix nr. 1 en 2) vormen de basis van het onderzoek. Dit zijn de klassieke en de gerecycleerde betonmengeling zonder luchtbelvormer waarvan zowel de druksterkte, treksterkte, E-modulus als de hechting wordt bepaald. De samenstelling van deze mengelingen komt later nog aan bod (3.4.1). De overige drie mengelingen (mix nr. 4, 6 en 8) vormen telkens een onderzoek naar de invloed van een parameter op de hechting. De parameters zijn achtereenvolgens: invloed roest staal, invloed gebruik luchtbelvormer en invloed temperatuur wapeningsstaaf. De betonmengeling met luchtbelvormer (mix nr. 6) wordt tevens getest op druk.

Tabel 9: Proefschema fase 1

Mix nr.	Datum productie	Test	Doel	Type beton	Aantal	Datum proef
1 en 1'	19/12/'11	Pull-out	Invloed type beton op hechting	Klassiek	3	15/02/2012
1 en 1'	19/12/'11	Drukproef	Druksterkte bepalen	Klassiek	3	3/02/2012
1 en 1'	19/12/'11	E-modulus	E-modulus bepalen	Klassiek	6	14/03/2012
1 en 1'	19/12/'11	Treksterkte	Treksterkte bepalen	Klassiek	3	15/02/2012
2 en 2'	20/12/'11	Pull-out	Invloed type beton op hechting	betonpuin	3	15/02/2012
2 en 2'	20/12/'11	Drukproef	Druksterkte bepalen	betonpuin	3	3/02/2012
2 en 2'	20/12/'11	E-modulus	E-modulus bepalen	betonpuin	6	14/03/2012
2 en 2'	20/12/'11	Treksterkte	Treksterkte bepalen	betonpuin	3	15/02/2012
4	21/12/'11	Pull-out	Invloed roest staal op hechting	betonpuin	3	15/02/2012
6	20/12/'11	Pull-out	Invloed lucht op hechting	betonpuin	3	15/02/2012
6	20/12/'11	Drukproef	Druksterkte bepalen	betonpuin	3	3/02/2012
8	21/12/'11	Pull-out	Invloed temp. Staal op hechting	betonpuin	3	15/02/2012

Alle betonmengelingen werden tussen 19 en 21 december vervaardigd in het OCW met de hulp van laboranten. De proeven werden pas uitgevoerd in februari/maart waardoor de uithardtijd langer was dan de vereiste 28 dagen. De proefstukken worden dus verondersteld hun volledige sterkte te hebben tijdens het uitvoeren van de testen.

Een tweede proeffase zou enkel bestaan uit het verder onderzoeken van de hechting tussen het beton en het staal. Nadat alle pull-out proeven van fase 1 uitgevoerd waren, werd beslist welke invloeden nog onderzocht zouden worden. Ten gevolge van de grote variantie op de resultaten (zie later) werd beslist om enkel nog pull-out proeven te laten uitvoeren van mengelingen 1 en 2. Hierdoor verhoogt het aantal proefstukken en kunnen de resultaten statistisch beter behandeld worden. Het proefschema van fase 2 wordt weergegeven in Tabel 10. Deze proefstukken werden vervaardigd op 22 februari en werden 33 dagen later beproefd in Labo Magnel. De uithardtijd is langer dan de vereiste 28 dagen.

Tabel 10: Proefschema fase 2

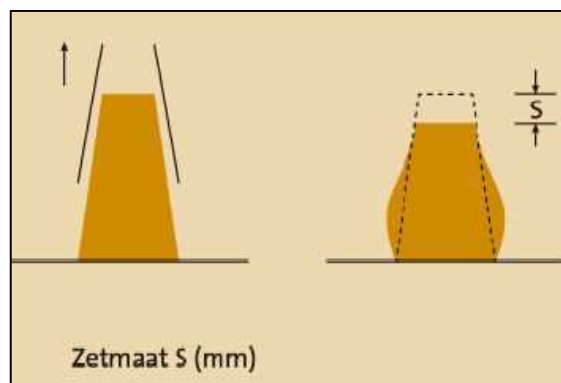
Mix nr.	Datum productie	Test	Doel	Type beton	Aantal	Datum proef
1	22/02/2012	Pull-out	Invloed type beton op hechting	klassiek	4	26/02/2012
2	22/02/2012	Pull-out	Invloed type beton op hechting	betonpuin	4	26/02/2012

3.3 Proefmethodes

3.3.1 Proefmethodes vers beton

- Zetmaat

Een eerste proef op vers beton was de zetmaat (of slump) die de verwerkbaarheid van het verse beton becijferd. Deze maat S wordt bepaald via de Kegel van Abrams en onderverdeeld in consistentieklassen (S1 tot S5) zoals reeds besproken in 2.3.1. Het principe wordt nog eens getoond op Figuur 7.



Figuur 7: Principe Kegel van Abrams (overgenomen uit [31])

- Luchtgehalte

Het luchtgehalte van het verse beton wordt gemeten via een luchtgehaltebepaler en werd uitgevoerd door het bevoegd personeel in het OCW. Het apparaat is voorzien van een handpomp en het luchtgehalte is direct af te lezen in %. De bepaling gebeurt conform volgens DIN 1048 deel 1 en DIN EN 12350-7. Een voorbeeld is getoond in Figuur 8.



Figuur 8: Luchtgehaltebepaler (overgenomen uit [32])

- **Volumieke massa**

De volumieke massa wordt bepaald door het vullen van een gietvorm met een bekend volume. Door het gewicht van deze betonhoeveelheid te delen door het volume van de vorm wordt de volumieke massa bekomen.

3.3.2 Proefmethodes gehard beton

- **Druksterkte**

De druksterkte wordt bepaald volgens de norm NBN EN 12390-3, die de oude Belgische norm NBN B 15-220 vervangt. De proefstukken bestaan enerzijds uit kubussen met ribben van 150 mm en anderzijds uit cilinders met diameter 150 mm en hoogte 300 mm. De tweede soort dient ter voorbereiding van het bepalen van de elasticiteitsmodulussen (zie verder).

De druktest gebeurt door middel van een hydraulische pers met toereikende capaciteit, waarbij de belasting continu en zonder stoten toegepast wordt. De belasting wordt voortgezet tot het proefstuk breekt, terwijl de maximale kracht F opgetekend wordt. De druksterkte wordt bepaald via:

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

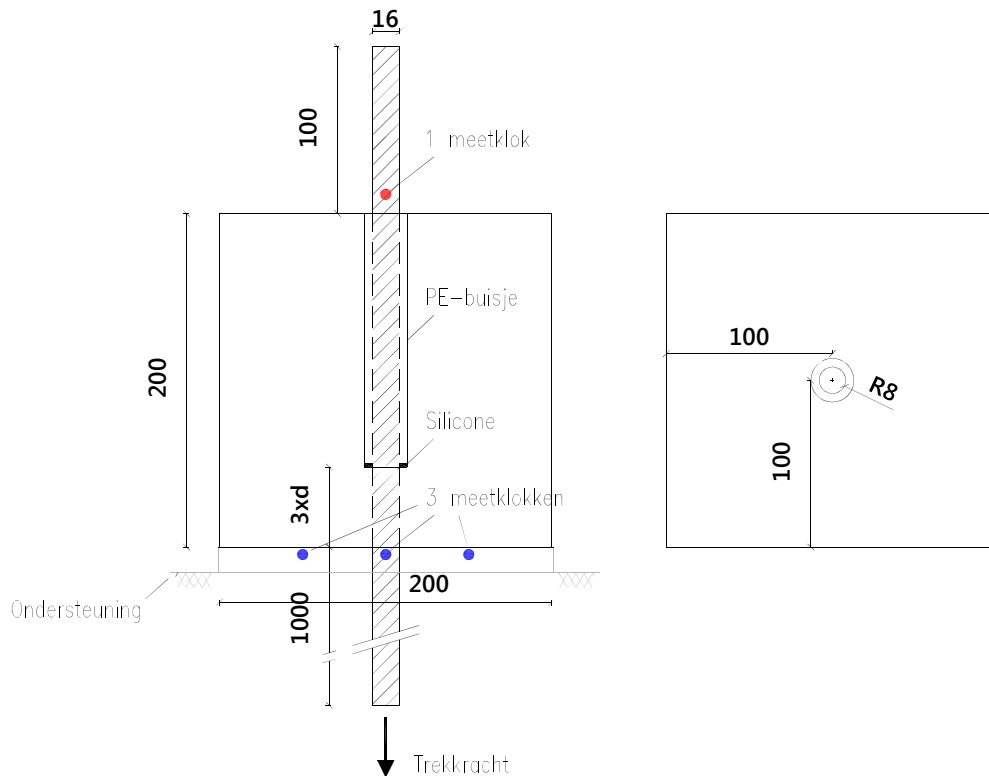
Hierbij is A_c de dwarsoppervlakte waarop de drukkracht wordt uitgeoefend. Deze wordt berekend o.b.v. de nominale afmetingen van het proefstuk.

- **Pull-out**

De pull-out proeven werden uitgevoerd volgens een verkregen norm in Labo Magnel. Deze norm kan terug gevonden worden in “ Matériaux et Construction Vol. 3 – N° 15” die uitgaat van de “International Association for Testing Materials”. Deze norm wordt altijd toegepast op het testapparaat in Labo Magnel.

Het principe van de methode wordt geïllustreerd a.d.h.v. Figuur 9. Het proefstuk bestaat uit een kubus met ribbe 200 mm met in het midden een wapeningsstaaf. De staaf hecht slechts over

bepaalde lengte van drie keer de staafdiameter met het beton en steekt langs de ene kant 10 cm en langs de andere kant 100 cm uit. Het niet-hechtend gedeelte wordt gerealiseerd door een PE-buisje te plaatsen rondom de staaf. De opening tussen de staaf en het buisje wordt onderaan dichtgespoten met silicone zodat geen betonvocht erin kan dringen.



Figuur 9: Principe proefmethode pull-out test

Het gehele proefstuk wordt geplaatst op een metalen ondersteuning in het testapparaat. Drie meetklokken worden onderaan bevestigd op de wapeningsstaaf. Via kleine openingen in de metalen ondersteuning steunt de pin van elke meetklokje op het beton. Deze drie meetklokken meten de relatieve verplaatsing tussen het onderste gedeelte van de staaf en het beton. Een vierde meetklokje wordt bovenaan op de wapeningsstaaf geplaatst. Deze meet de relatieve verplaatsing tussen het bovenste gedeelte van het staal en het beton. Het verschil tussen deze vierde en de eerste drie meetklokken bepaalt de rek van het staal. Aangezien lage krachten worden gebruikt zal dit verschil miniem zijn.

Vervolgens wordt de trekkracht aangebracht en zal deze oplopen met een ingestelde snelheid, die 100 of 200 N/s bedroeg. Een te korte proefduur moet vermeden worden, want dan zou de hechtsterkte overschat kunnen worden. De proefduur was in dit praktisch onderzoek ongeveer gelijk aan 1 à 2 min. De proef werd gestopt wanneer de maximale trekkracht werd bereikt en het staal begint de glijden doorheen het beton.

De hechtspanning wordt ten slotte bepaald door de maximale trekkracht te delen door het oppervlak waarover de hechting plaatsvindt. Dit oppervlak wordt bekomen door de omtrek van de wapeningsstaaf te vermenigvuldigen met de hechtlengte. Het gebruik van een gladde of geribde staaf wordt niet in rekening gebracht in de formule. Deze parameter wordt wel vermeld bij het geven van de resultaten.

$$\sigma_{hecht} = \frac{F}{A_{hecht}} = \frac{F}{(\Phi \times \pi) \times L_{hecht}}$$

- **Treksterkte**

De treksterkte kan op verschillende manieren berekend worden:

- Rechtstreekse trek (NBN B 15-211)
- Bepaling van de buigtreksterkte (NBN EN 12390-5)
- Bepaling van de treksterkte door splijten (NBN EN 12390-6)

In het onderzoek worden de laatste twee punten behandeld. De meest gebruikte manier om treksterkte van beton proefondervindelijk te bepalen is de buigproef op prismatische proefstukken. In dit onderzoek gebeurt dit via de driepuntsbuigproef op balkvormig proefstukken met afmetingen 150x150x600 mm. De balk wordt geplaatst op twee steunpunten op enkele centimeters van de uiteinden en de kracht grijpt aan in het midden. Het principe is weergegeven in Figuur 10. Hierop zijn één steunpunt en de hydraulische pers, die de kracht zal veroorzaken, te zien.



Figuur 10: Principe buigproef

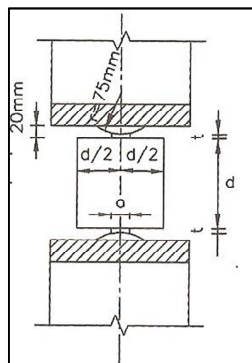
De kracht waarbij het proefstuk breekt wordt opgemeten en aangeduid met F_{max} . De bekomen buigtreksterkte ($f_{ct,fl}$) wordt dan volgens de lineaire elasticiteitstheorie berekend als volgt:

$$f_{ct,fl} = \frac{3}{2} \times \frac{F_{max} \times l}{b \times h^2}$$

Hierbij is l de spanwijdte tussen de steunpunten en b en h respectievelijk de breedte en hoogte van het proefstuk. Het verband tussen de buigtreksterkte en de rechtstreekse treksterkte bij een driepuntsbuigproef is:

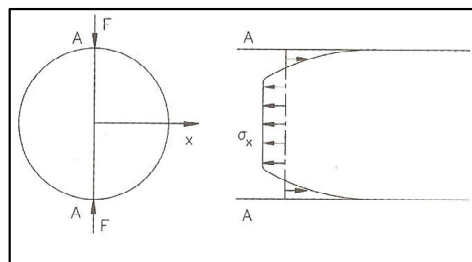
$$f_{ct} = 0,6 \times f_{ct,fl}$$

De treksterkte kan ook bepaald worden met behulp van een splijtproef of Braziliaanse proef. De waarde van de treksterkte die op deze manier wordt bekomen, noemt de splijttreksterkte ($f_{ct,sp}$). Het kubusvormige proefstuk wordt op druk belast volgens twee beschrijvende rechten (Figuur 11) waarbij de theoretische lijnlast uitgeoefend wordt als een last verdeeld over een belastings-strookje uit een halfhard materiaal.



Figuur 11: Opstelling splijtproef voor kubusvormig proefstuk (overgenomen uit [37])

Volgens de x -as ontstaan trekspanningen zoals weergegeven in Figuur 12. De kracht waarbij het proefstuk breekt wordt opgemeten en aangeduid met F_{max} .



Figuur 12: Spanningspatroon bij de splijtproef (overgenomen uit [37])

De splijttreksterkte wordt berekend met de formule:

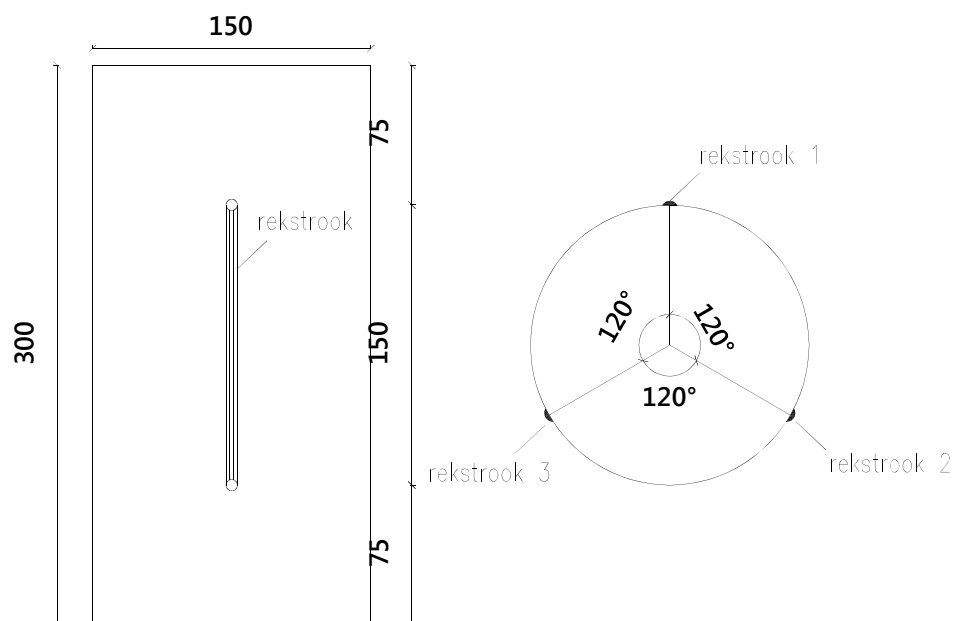
$$f_{ct,sp} = \frac{2 \times F_{max}}{\pi \times l \times d}$$

Waarbij l en d respectievelijk de lengte en de hoogte van het proefstukken voorstellen. De rechtstreekse treksterkte staat in verband met de splijttreksterkte via:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp}$$

- E-modulus

De statische secansmodulus wordt bepaald via de Belgische norm NBN B 15-203. Het principe van de proefmethode wordt geïllustreerd in Figuur 13. De proefstukken bestaan uit cilinders met diameter 150 mm en hoogte 300 mm. Op drie plaatsen, met een hoek van 120° tussen, worden rekstrookjes geplaatst met een meetbasis van 150 mm. Deze worden verbonden via elektrische draden met een computer.



Figuur 13: Principe proefmethode elasticiteitsmodulus

Het principe van de proef bestaat uit het opleggen van een bepaalde drukspanning, waarna via de rekstrookjes, de rek in het beton wordt opgemeten. De secansmodulus wordt dan bepaald via de wet van Hooke die de verhouding tussen spanningen en rek vastlegt.

$$E_{secans} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

$\Delta\sigma$ en $\Delta\epsilon$ zijn de spannings- en vervormingsverschillen tussen respectievelijk een belastingniveau van 1 N/mm² en een hoger belastingniveau dat gelijk is aan één derde van de druksterkte van het beton. De druksterkte van het beton wordt vooraf vastgelegd op drie cilinders, met identieke samenstelling als diegene waarvan de E-modulus wordt bepaald. Elk proefstuk ondergaat driemaal een op- en neergaande cyclus tussen beide belastingniveaus. Bij elk belastingniveau wordt de opgelegde kracht 90 seconden aangehouden. De vierde keer wordt gedrukt tot breuk plaatsvindt. De in te vullen rekken en spanningen worden opgemeten tijdens de 3^e opgaande cyclus, aangezien dan de beginnauwkeurigheden verdwenen zijn.

3.4 Proefstukken

3.4.1 Dosering van de betonmengelingen

De samenstelling van het klassiek beton (mix nr. 1) wordt weergegeven in Tabel 11. Dit vormt de basis van het praktisch onderzoek.

Tabel 11: Samenstelling klassiek beton (mix nr. 1)

ZONDER RECYCLAGEMATERIAAL - ZONDER LUCHTBELVORMER			
Materiaal	Dosering in kg (/m³ beton)	Volumieke massa in kg/m³	Volume (dm³)
Betonzand 0/4	650,0	2650	245,3
Kalksteen 2/6,3	350,0	2700	129,6
Kalksteen 6,3/20	470,0	2700	174,1
Kalksteen 20/32	370,0	2700	137,0
Gebroken betongranulaat 6,3/20	0,0	2300	0,0
Gebroken betongranulaat 20/32	0,0	2300	0,0
CEM III/A 42,5 N LA	385,0	2950	130,5
Water	173,0	1000	173,0
Geabsorbeerd water in stenen	10,0		
Plastificeerder	0,8	1000	0,8
Luchtbelvormer	0,0	1000	0,0
Lucht			10,0
Totaal	2409		1000

De grove granulaten bestaan uit kalksteenformaties en zijn onderverdeeld in drie gradaties. In de equivalente gerecycleerde betonmengeling worden enkel de twee grootste granulaat-kalibers, namelijk kalksteen 6,3/20 en 20/32, vervangen door betonpuin met dezelfde gradatie. De vervanging gebeurt op basis van rechtstreekse volume-substitutie. Dit betekent dat het volume betonpuin 6,3/20 (of 20/32) in het gerecycleerde beton gelijk is aan het volume kalksteen 6,3/20 (of

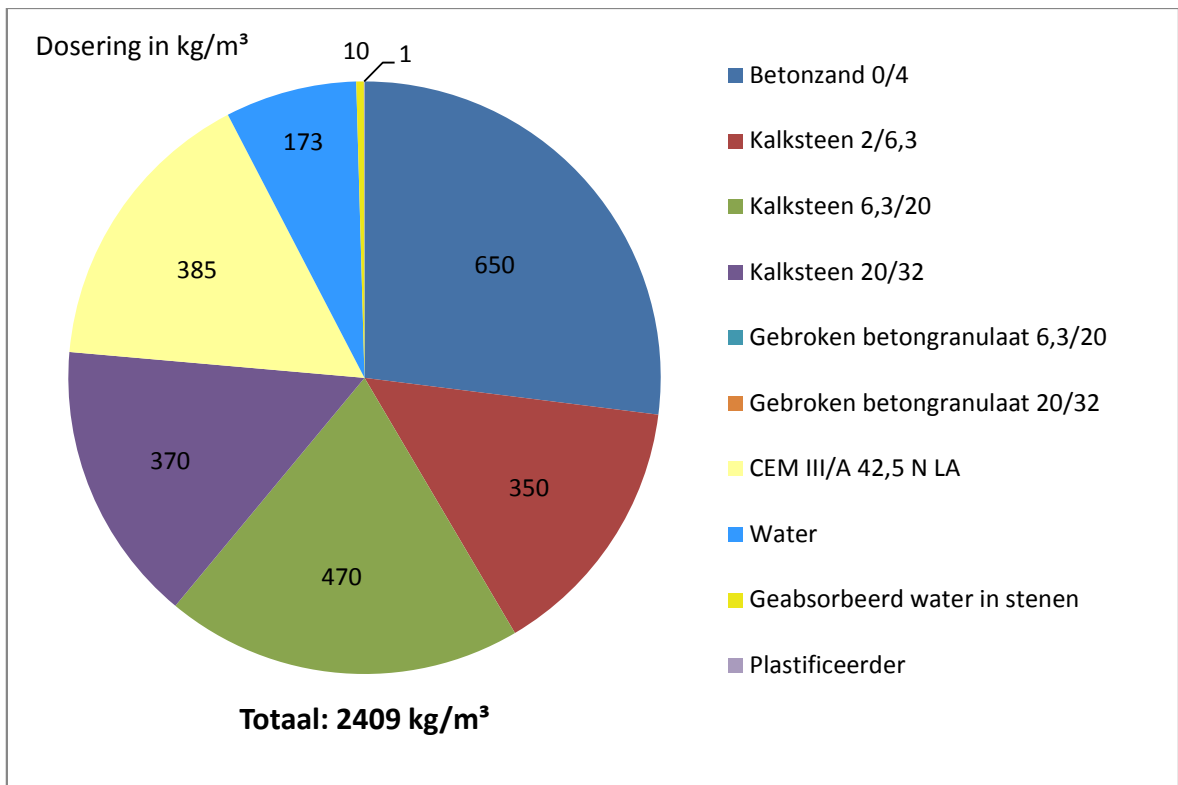
20/32) in het klassieke beton. De verkregen samenstelling van het gerecycleerde beton (mix nr. 2) wordt weergegeven in Tabel 12.

Tabel 12: Samenstelling gerecycleerd beton (mix nr. 2)

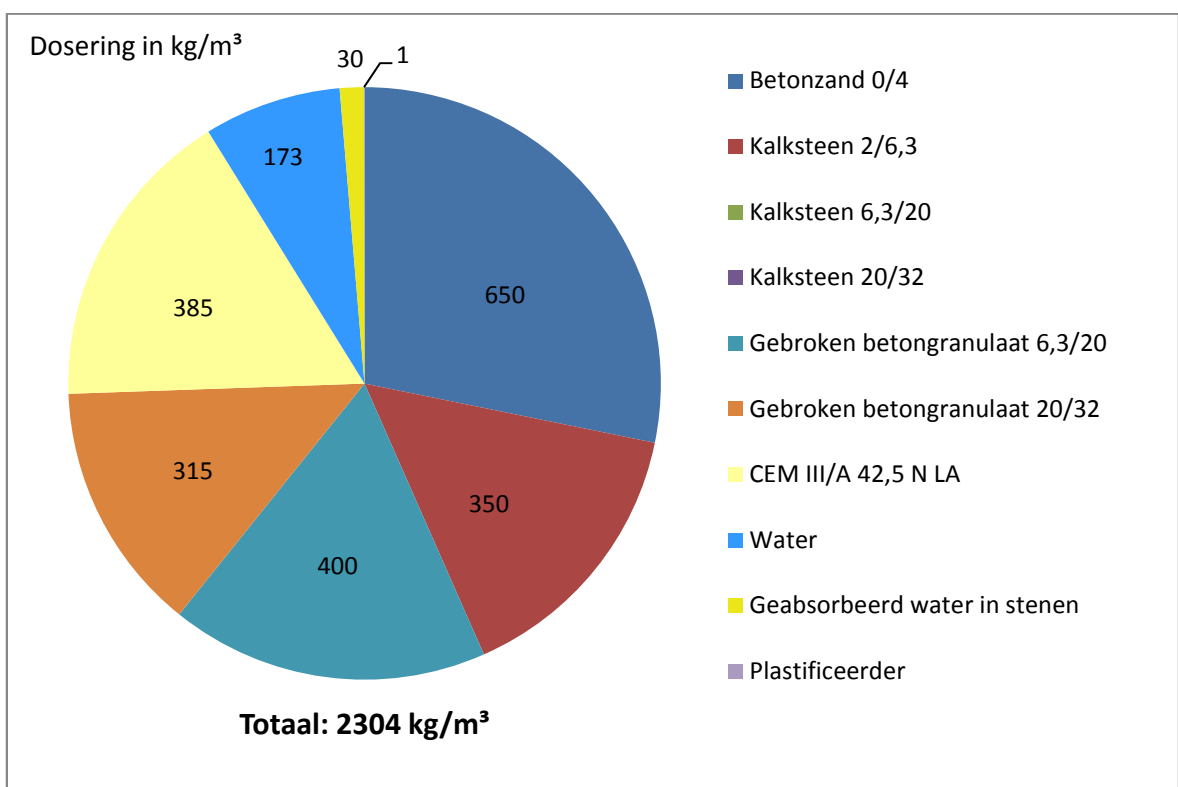
MET RECYCLAGEMATERIAAL - ZONDER LUCHTBELVORMER			
Materiaal	Dosering in kg (/m³ beton)	Volumieke massa in kg/m³	Volume (dm³)
Betonzand 0/4	649,7	2650	245,2
Kalksteen 2/6,3	349,8	2700	129,6
Kalksteen 6,3/20	0,0	2700	
Kalksteen 20/32	0,0	2700	
Gebroken betongranulaat 6,3/20	400,2	2300	174,0
Gebroken betongranulaat 20/32	315,0	2300	137,0
CEM III/A 42,5 N LA	385,0	2950	130,5
Water	173,0	1000	173,0
Geabsorbeerd water in stenen	30,0		
Plastificeerder	0,8	1000	0,8
Luchtbelvormer	0,0	1000	0,0
Lucht			10,0
Totaal	2304		1000

Een tweede verschil is het volume geabsorbeerd water in de stenen. Zoals besproken in 2.2 ligt dit veel hoger bij de gerecycleerde granulaten dan bij de klassieke. In het praktisch onderzoek werd gewerkt met oven-gedroogde granulaten waardoor extra water werd toegevoegd bij het mengen van de granulaten. De hoeveelheid water hangt af van de waterabsorptiecoëfficiënt van de granulaten. Deze was niet bekend en werd gelijk genomen aan 10 kg/m³ voor het klassieke beton en 30 kg/m³ voor het gerecycleerde beton.

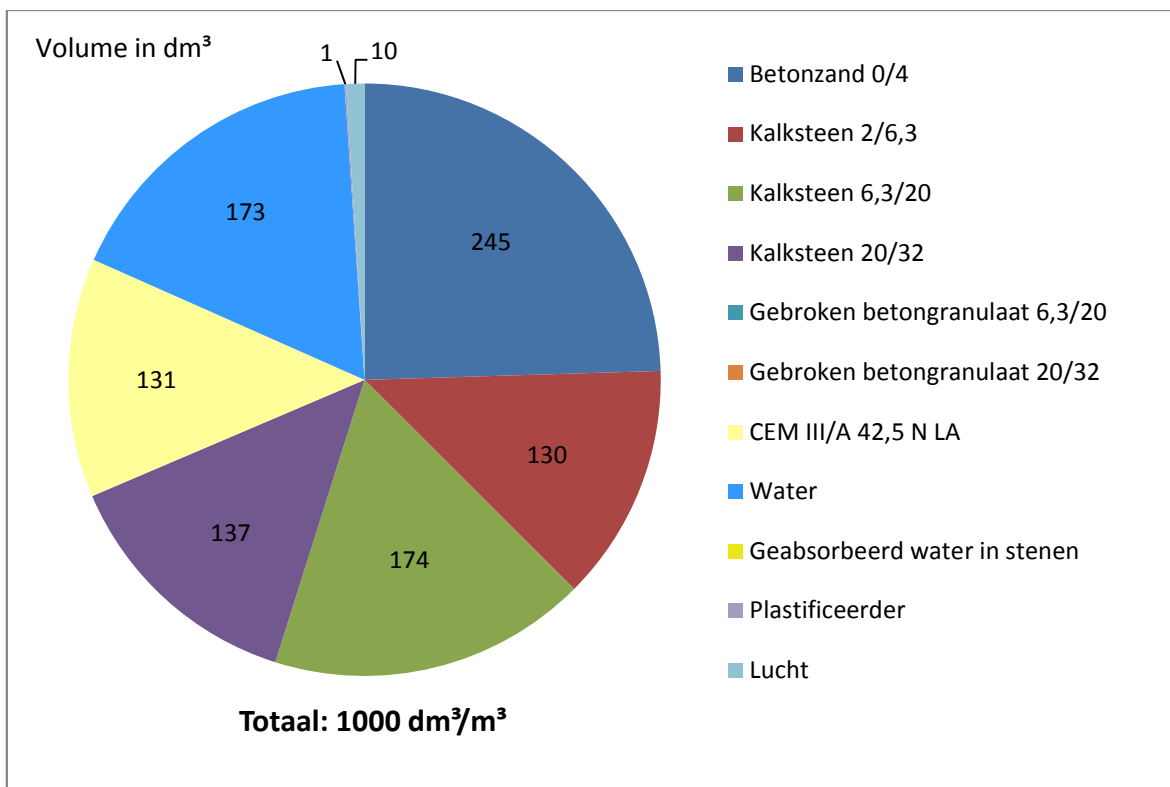
Grafische voorstellingen van de samenstellingen worden hieronder weergegeven. In Grafiek 11 en Grafiek 12 worden de doseringshoeveelheden voorgesteld en in Grafiek 13 en Grafiek 14 de volumes.



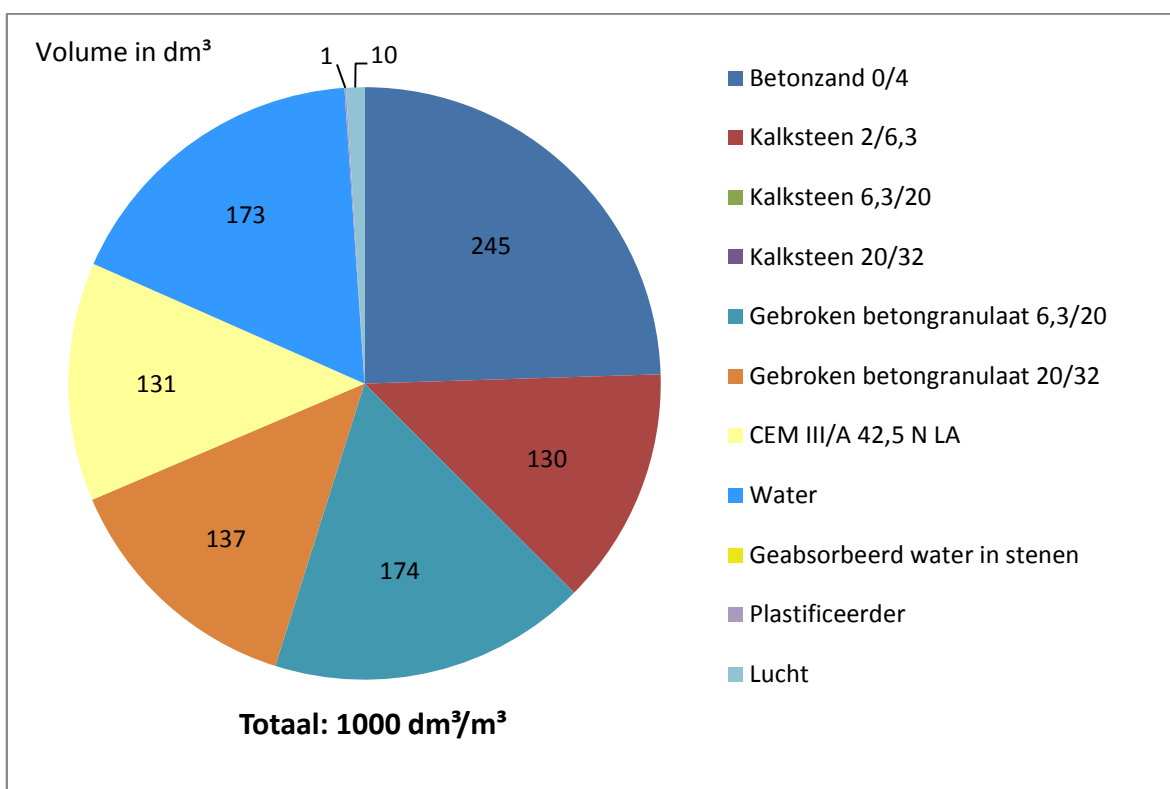
Grafiek 11: Grafische voorstelling van samenstelling klassiek beton (Mix nr. 1) – dosering



Grafiek 12: Grafische voorstelling van samenstelling gerecycleerd beton (Mix nr. 2) – dosering



Grafiek 13: Grafische voorstelling van samenstelling klassiek beton (Mix nr. 1) – volumes



Grafiek 14: Grafische voorstelling van samenstelling gerecycleerd beton (Mix nr. 2) – volumes

Het verschil bij betonmengeling nr. 6 is het toevoegen van 0,4 kg/m³ beton luchtbelvormer. Het luchtgehalte stijgt tot 45 l/m³ beton waardoor de volumes van de andere materialen iets dalen. De massadichtheid is lager dan bij betonmengeling 2 en bedraagt 2215 kg/m³ beton.

Andere belangrijke eigenschappen over de bovenstaande mengelingen worden weergegeven in Tabel 13. Het verschil tussen de totale en de effectieve w/c-factor is het gehalte geabsorbeerde water. De effectieve w/c-factor houdt hier geen rekening mee. De vervangingsparameter wordt berekend op de proportie-hoeveelheden van de grove granulaten. Ze is gelijk aan de verhouding van het aantal betonpuingranulaten op de totale hoeveelheid grove granulaten in de gerecycleerde betonmix.

Tabel 13: Eigenschappen betonmengelingen 1 en 2

Eigenschap	Klassiek beton (mix nr. 1)	Gerecycleerd beton (mix nr. 2)
W/c-factor effectief	0,45	0,45
W/c-factor totaal	0,48	0,53
Vervangingsparameter r	-	67%

De werkelijke waterabsorptiecoëfficiënt van de betonpuingranulaten werd achteraf bepaald volgens de norm NBN EN 1097-6 en bedraagt 5,9 %. De waterabsorptie van de kalksteengranulaten wordt gelijk genomen aan 1 %. Het totale geabsorbeerde water in stenen voor het klassieke beton bedraagt bijgevolg 11,9 kg per m³ beton. Deze waarde is ongeveer gelijk aan de aangenomen waarde van 10 kg/m³. Voor het gerecycleerde beton bedraagt de coëfficiënt 43,3 kg/m³, wat hoger ligt dan de aangenomen waarde van 30 kg/m³. In dit onderzoek werd gewerkt met mengelingen van ongeveer 0,07 m³, waardoor dit neerkomt op een tekort van 1 liter water per mengeling. De effectieve w/c-factor voor het gerecycleerde beton is bijgevolg niet 0,45 maar 0,42. Deze betonmengelingen hebben dus een iets hogere sterkte ten opzichte van de klassieke mengelingen.

3.4.2 Voorbereidingen

De eerste stap in het maken van de betonsamenstellingen bestaat uit het bepalen van de hoeveelheid beton per mengeling. Deze hoeveelheid is afhankelijk van het aantal uit te voeren proeven. Een voorbeeld van mengeling nr. 1 uit proeffase 1 wordt weergegeven in Tabel 14. Door deze hoeveelheid te vermenigvuldigen met de bijhorende dosering per m³ wordt de droge massa van elk materiaal bepaald. Het watergehalte van de granulaten wordt vóór elke mengeling bepaald. Dit gebeurt door monsters van ongeveer 1 kg van elk granulaten te nemen. Deze worden vervolgens opgewarmd tot al het water is verdampt. Het watergehalte (in %) wordt dan berekend:

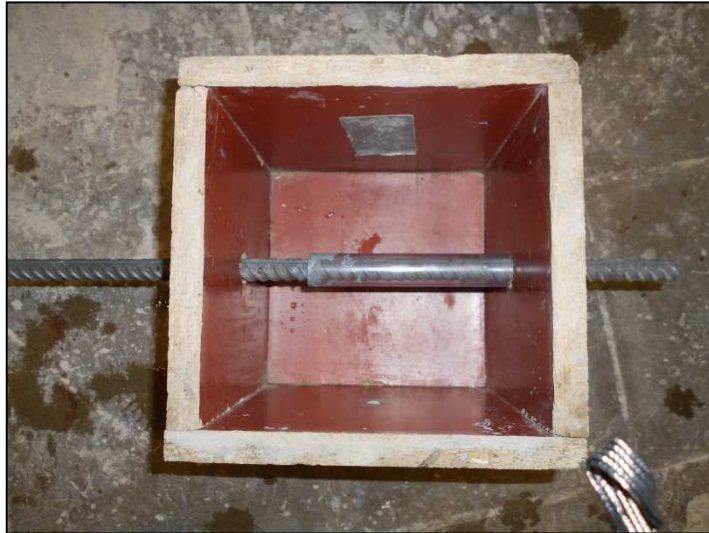
$$\text{Watergehalte} = \frac{M_{\text{eind}} - M_{\text{begin}}}{M_{\text{begin}}}$$

Waarbij M_{eind} de massa van het monster op het einde is en M_{begin} de massa in het begin. Kleine aanpassingen worden toegepast zodat de juiste droge hoeveelheden in de mengeling aanwezig zijn. Het watergehalte wordt dan eveneens verminderd met de hoeveelheid water die aanwezig is in de granulaten.

Tabel 14: Voorbeeld voor het bepalen van de hoeveelheid beton per mengeling (fase 1 - mix nr. 1)

Test	Pull-out	Buigproef	Druksterkte	Proeven op vers beton	E-modulus
Afmetingen proefstuk	kubus: 200mm	balk: 150x150x600mm	kubus: 150mm	forfaitair	cilinder: 150x300mm
Beton per proefstuk (m³)	0,008	0,0135	0,003375	0,01	0,00530
Aantal proefstukken	3	3	3	1	6
				TOTAAL NODIG (m³)	0,116
				TOTAAL MAKEN (= +25%) (m³)	0,146

De proefstukken worden voorbereid zodat na het mengen deze onmiddellijk kunnen worden gevuld. De kubusvormige mallen voor de drukproeven zijn vervaardigd uit kunststof en worden ingesmeerd met ontkistingsolie. De balkvormige en cilindervormige metalen bekistingen voor het bepalen van respectievelijk de betontreksterkte en E-modulus moeten eveneens enkel ingeolied worden. Voor de pull-out proeven is meer voorbereiding nodig. De bekisting hiervoor bestaat uit een houten kubusvormige mal met ribbe 200 mm zoals getoond op Figuur 9. In twee tegenover elkaar staande zijden wordt in het midden een opening geboord met diameter 16 mm. Doorheen deze openingen wordt een wapeningsstaaf met diameter 16 mm en lengte 130 cm geplaatst zodat deze ongeveer 10 cm langs de ene kant uitsteekt. Aangezien de aanhechtlengte drie maal de diameter bedraagt ($3 \times 16 = 48$ mm) wordt over een lengte van 15,2 cm een PE-buis omheen de staaf geschoven. Via silicone wordt de opening tussen het buisje en de staaf op het einde van het buisje dichtgemaakt. Een voorbeeld van dergelijke pull-out bekisting is te zien op Figuur 14.



Figuur 14: Bekisting pull-out proef

3.4.3 Vervaardiging van het beton

Nadat alle massahoeveelheden bepaald en afgewogen zijn, wordt overgegaan tot het mengen. Het mengen gebeurt volgens de procedure EN480-1 (2007) en ziet er als volgt uit:

1. Granulaten + Zand + $\frac{1}{2}$ Water
2. Mengen 2 min
3. Rusten 2min
4. Cement
5. Mengen 30 s
6. Mengen 30 s + $\frac{1}{2}$ water + plastificeerder
7. Mengen 2 min

Na het mengen worden eerst de proeven op het vers beton uitgevoerd. Vervolgens worden alle proefmallen gevuld en getrild. Voorzichtigheid is geboden bij het vullen en trillen van de pull-out bekistingen. De plaatsing van de staaf en de buis moet namelijk exact behouden blijven. Voorbeelden van enkele bekistingen worden getoond op Figuur 15.



Figuur 15: Voorbeelden van gevulde bekistingen (links: E-modulus en rechts: pull-out)

De gevulde bekistingen worden bewaard in een vochtige kamer voor minstens 28 dagen totdat ze voldoende gehard zijn om te testen.

3.5 Resultaten

3.5.1 Resultaten op het verse beton

De volumieke massa, de zetmaat en het luchtgehalte van het verse beton worden bepaald zoals in 3.3.1. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 15.

Tabel 15: Resultaten op het verse beton

Fase	Mix nr.	Volumieke massa (kg/m ³)		Zetmaat		Luchtgehalte (%)
		Theoretisch	Praktisch	Waarde (mm)	Consistentieklasse	
1	1	2409	2405	95	S3	1,40
	1'	2409	2394	140	S3	1,40
	2	2304	2258	140	S3	4,00
	2'	2304	2255	110	S3	4,00
	4	2304	2262	75	S2	4,00
	6	2215	2216	120	S3	5,80
	8	2304	2262	75	S2	4,00
2	1	2409	2374	130	S3	1,70
	2	2304	2269	140	S3	2,90

Wat betreft de volumieke massa leunen de resultaten dicht aan tegen de theoretische waarden bepaald in 3.4.1. Een kleine verlaging kan waargenomen worden bij de gerecycleerde betonmengelingen. Dit heeft te maken met het hoog luchtgehalte bij de gerecycleerde granulaten.

Deze bedraagt ongeveer 4 %, of 40 liter per m³ beton. Bij de gerecycleerde betonmengeling wordt gewerkt met 10 l/m³ beton, waardoor een klein verschil te verwachten is.

De betonmengelingen hebben, op twee uitzonderingen na (mix nr. 4 en 8), een zetmaat die behoort tot een consistentieklasse S3, een klasse voor beton met een plastische samenhang. Betonmengeling 4 en 8 hebben een half-plastische consistentie en worden aangeduid met S2. Samen omvatten deze klassen het grootste deel van beton voor normale bouwmethoden. Weinig verschil wordt gemerkt tussen het klassieke (mix nr. 1 en 1') en het gerecycleerde beton (alle andere), ondanks 20 kg/m³ meer water is toegevoegd bij het tweede type beton. Dit toont de grotere waterabsorptie van de gerecycleerde granulaten aan.

Het luchtgehalte is groter bij de gerecycleerde betonmengelingen. Dit is in overeenstemming met wat in de literatuur is vermeld. De oorzaak hiervan is de aanwezigheid van de veel poreuzere mortel in het betonpuin. De betonmengeling met luchtbelvorming (mix nr. 6) vertoont het grootste gehalte lucht.

3.5.2 Resultaten op hard beton

- Druksterkte

De twee basismengelingen en de betonmix met luchtbelvormer werden getest op hun druksterkte. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 16.

Tabel 16: Resultaten drukproeven

Proefstuk	Type	Eigenschap	Druksterkte (N/mm ²)
M1	Klassiek	x	68,43
M2	Betonpuin	x	58,47
M6	Betonpuin	Luchtbelvorming	52,80

De druksterkte ligt bij het gerecycleerde beton 15% lager dan bij het klassieke beton. Deze bevinding wordt vaak terug gevonden in de literatuur (zie 2.3.2) die een verlaging tot 20 % beschrijft. De druksterkte is voornamelijk afhankelijk van de sterkte van de mortel en de tussenzone.

De druksterkte voor de betonmengeling met luchtbelvormer ligt 10% lager dan het gerecycleerde beton.

- Hechtsterkte

Het onderzoek naar de hechting tussen het beton en het staal vormt de kern van het praktisch onderzoek. Verschillende parameters worden getest om een zo volledig mogelijk beeld te krijgen. De resultaten uit de eerste fase zijn weergegeven in Tabel 17.

Tabel 17: Resultaten pull-out fase 1

Proefstuk	Type	Eigenschap	Hechtsterkte (MPa)			Gem. hechtsterkte (MPa)	Variantie
			1	2	3		
M1	Klassiek	x	14,25	15,14	18,96	16,12	2,0
M2	Betonpuin	x	14,99	17,78	11,06	14,61	2,8
M4	Betonpuin	Staven roestig	21,67	17,77	22,92	20,78	2,2
M6	Betonpuin	Luchtbelvorming	18,82	20,83	18,18	19,28	1,1
M8	Betonpuin	Verwarmde staaf	25,32	23,33	25,57	24,74	1,0

De gemiddelde hechtsterkte ligt bij gerecycleerd beton iets lager dan bij klassiek beton. Deze lagere waarde is voornamelijk te wijten aan het derde proefstuk bij mengeling 2. Volgens bovenstaande tabel hebben zowel de roestvorming van de staven, extra lucht in het beton en het verwarmen van de staven een positieve invloed op de hechtsterkte. Dat het verwarmen van de staaf een positieve invloed heeft valt te verklaren omdat het beton rondom de staaf meer geleidelijk afkoelt doordat de staaf warmer is. Hierdoor verloopt het hydratatieproces meer gecontroleerd en leidt dit tot een hogere hechtsterkte. De andere twee vaststellingen zijn echter opmerkelijk. Bij een groter luchtgehalte van beton of roestvorming op de staven wordt namelijk verwacht dat de hechtsterkte zal afnemen. Een mogelijke verklaring voor de hogere waarden is de lagere temperatuur van het staal bij de eerste twee betonmengelingen. De staven hadden een temperatuur van 10°C terwijl de andere staven een temperatuur van 17°C hadden. Al valt het te betwijfelen of dit klein verschil een dergelijke invloed zal hebben.

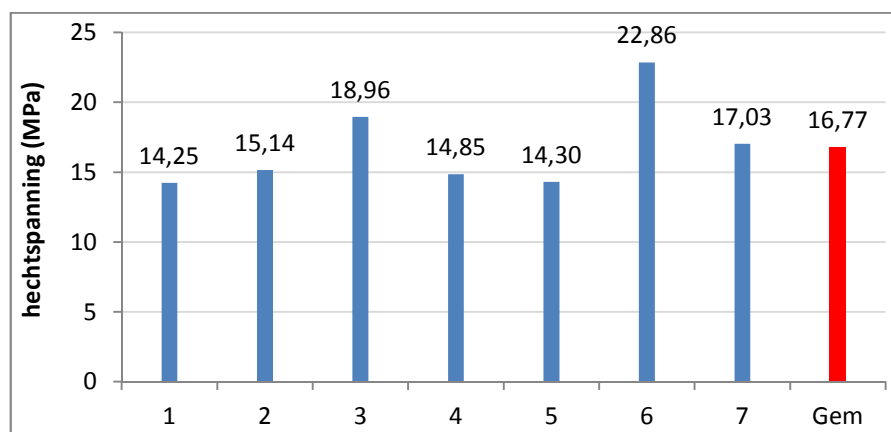
Een belangrijke bevinding bij bovenstaande resultaten is de grote variantie. Dit wordt vooral gezien op de eerste drie mengelingen. Deze vaststelling zorgde ervoor dat in de tweede fase enkel bijkomende proefstukken van de eerste twee types worden gemaakt. Hopelijk daalt de variantie en zijn de waarden statistisch beter behandelbaar. De resultaten van de pull-out proeven van de tweede fase zijn weergegeven in Tabel 18. De eerste drie hechtspanningswaarden in de tabel komen uit proeffase 1.

Tabel 18: Resultaten pull-out fase 1 en 2

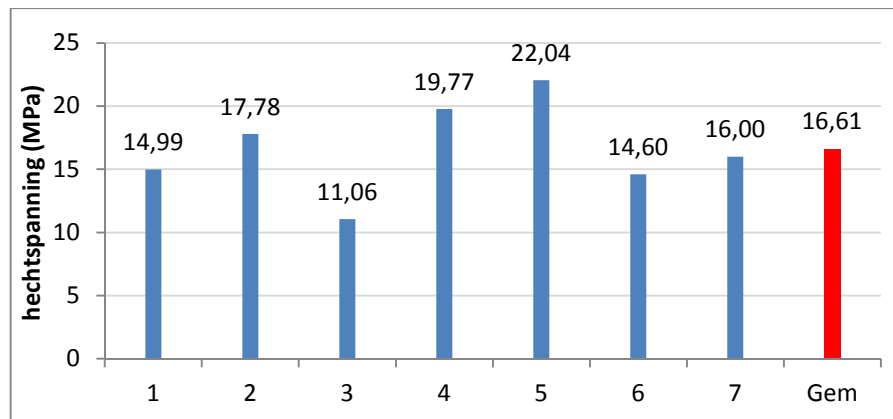
Proefstuk	Type	Hechtsterkte (MPa)							Gem. hechtsterkte (MPa)	Variantie
		1	2	3	4	5	6	7		
M1	Klassiek	14,25	15,14	18,96	14,85	14,30	22,86	17,03	16,77	2,9
M2	Betonpuin	14,99	17,78	11,06	19,77	22,04	14,60	16,00	16,61	3,4

In beide types wordt een lichte stijging waargenomen. De hogere temperatuur van het staal in de tweede fase (17°C i.p.v. 10°C) kan deze trend verklaren. Het verschil tussen de twee types beton is verkleind en insignificant geworden.

Een nadeel aan deze resultaten is de variantie, die nog vergroot is in vergelijking met de resultaten uit proeffase 1. Deze spreiding wordt grafisch weergegeven in Grafiek 15 en Grafiek 16. Het klassieke beton vertoont een gelijklopende hechtspanning op één (of twee) uitzondering(en) na (nr. 6 (en 3)). Het zijn vooral deze twee waarden die de grote spreiding veroorzaken. Het gerecycleerde beton vertoont daarentegen geen gelijke trend. Hier nemen de resultaten willekeurige grote en kleine waarden aan. De spreiding is bijgevolg te wijten aan alle waarden en is ook iets hoger dan bij het eerste type. De willekeurige trend maakt het gerecycleerde beton onvoorspelbaar en dus onbetrouwbaarder op vlak van hechting, hoewel de gemiddelde sterkte gelijk is aan het klassieke beton.



Grafiek 15: Grafische voorstelling resultaten pull-out M1



Grafiek 16: Grafische voorstelling resultaten pull-out M2

Onderzoek naar de oorzaken van de grote spreiding levert twee belangrijke bevindingen op. Een eerste oorzaak is toe te schrijven aan de hecht lengte. Volgens de norm moet deze vijf keer de diameter zijn, terwijl in dit onderzoek slechts drie maal de diameter werd gebruikt. Enerzijds is deze invloed klein aangezien de hechtspanning rekening houdt met de hecht lengte. Anderzijds zorgt het voorbereiden van de pull-out bekistingen, zoals hiervoor getoond, voor enkele toleranties. Zo kan het verschil in de hecht lengte tussen de verschillende proefstukken tot enkele mm's oplopen. Dit verschil heeft een grotere impact bij een kortere hecht lengte en zal de variantie verhogen. Een tweede, belangrijkere oorzaak is de maximale granulaatgrootte aanwezig in het beton. De proefstukken werden gedoseerd zoals het beton op de E34/N49 met een maximale granulaatgrootte van 32 mm. Volgens de norm mag deze maximaal 15 mm bedragen. Dit verschil is groot en zal een invloed hebben op de spreiding van de resultaten. Eén of meerdere grote granulaten kunnen zich bijvoorbeeld nestelen rondom de staaf en de hechting sterk beïnvloeden. Daarnaast zorgt de te kleine hecht lengte van slechts 48 mm ervoor dat deze grote granulaten bijna de volledige hecht lengte kunnen innemen.

Afwijkingen op de theoretische hecht lengte zullen invloed hebben op de variantie. De grootte van de speling werd intuïtief bepaald en is weergegeven in Tabel 19. Een totale tolerantie van ongeveer 4,5 mm wordt gekozen.

Tabel 19: Variantie-onderzoek bepalen toleranties

Handeling	Waarde	Mogelijke speling
Zagen buisje	48 mm	±1mm
Afmetingen bekisting	200 mm	±3mm
Plaatsen buisje	tegen de wand	±1mm
Toelijmen buisje rond staaf	gelijk met einde buisje	±3mm
	Totaal	4,47 mm

Om de invloed van deze 4,5 mm op de variantie van de hechtsterkte te onderzoeken wordt een variantie-onderzoek opgesteld. Alle hechtsterktes die groter zijn dan het gemiddelde krijgen een hogere hechtlengte toegeschreven en omgekeerd, met een maximale hogere hechtlengte van 2,25 mm. Hoewel dit vrij optimistisch is, geeft het een beeld van de invloed van de toleranties op de hechtlengte. De resultaten voor het klassiek beton zijn weergegeven Tabel 20. Uit de tabel blijkt dat de totale variantie significant daalt met ongeveer 25 %.

Tabel 20: Variantie-onderzoek klassiek beton

Hechtsterkte (MPa) met hogere hechtlengte	Werkelijke hechtsterkte	Hechtsterkte (MPa) met lagere hechtlengte	Gekozen waarde
	14,25	15,00	15,00
	15,14	15,94	15,94
18,06	18,96		18,06
	14,85	15,63	15,63
	14,30	15,05	15,05
21,77	22,86		21,77
16,77	17,03		16,77
Gemiddelde	16,77		16,89
Variantie	2,95		2,22

De resultaten van de hechtsterkte van gerecycleerd beton werden eveneens onderworpen aan dit variantie-onderzoek. Hier daalde de variantie van 3,35 naar 2,7, die een daling van bijna 20 % is. Naast de twee eerder vermelde verschillen, heeft de tolerantie op de hechtlengte eveneens een belangrijke invloed op de totale variantie van de resultaten.

Algemeen kan besloten worden dat beide types beton op vlak van hechting een gelijke trend hebben, hoewel de waarden statistisch minder bruikbaar zijn door de grote spreiding. Deze bevinding wordt bevestigd in de literatuur (zie 2.3.2) die een insignificante of een lichte daling van de hechtsterkte bij het gebruik van betonpuingranulaten beschrijft.

- Treksterkte

De resultaten van de zes proefstukken die belast zijn op hun buigtreksterkte worden weergegeven in Tabel 21. De eerste drie proefstukken zijn klassiek beton en de laatste drie zijn gerecycleerd beton. Een duidelijk verlaging van de buigtreksterkte wordt waargenomen voor de gerecycleerde betonmengelingen.

Tabel 21: Resultaten buigtreksterkte praktisch onderzoek

Proefstuk	Last (kN)	Afmetingen		Buigtreksterkte (N/mm ²)
		Breedte (mm)	Hoogte (mm)	
M1/1	33,55	149,12	150,59	7,441
M1/2	40,15	149,88	150,06	8,922
M1/3	38,10	149,21	151,13	8,385
			Gemiddelde	8,249
Proefstuk	Last (kN)	Afmetingen		Buigtreksterkte (N/mm ²)
		Breedte (mm)	Hoogte (mm)	
M2/1	27,70	149,43	151,26	6,077
M2/2	20,80	151,15	150,81	4,538
M2/3	21,55	150,17	150,21	4,770
			Gemiddelde	5,128

Nadat de zes proefstukken gebroken zijn t.g.v. de driepuntsbuigproef worden de twaalf helften onderworpen aan een splijttreksterkte proef. De resultaten hiervan worden weergegeven in Tabel 22. De eerste drie proefstukken zijn klassiek beton en de laatste drie zijn gerecycleerd beton.

Tabel 22: Resultaten splijttreksterkte praktisch onderzoek

Proefstuk	Last (kN)	Afmetingen		Splijttreksterkte (N/mm ²)
		Breedte (mm)	Hoogte (mm)	
M1/1	235,00	149,09	150,51	6,667
	212,00	150,04	150,61	5,972
M1/2	211,00	148,73	150,14	6,015
	231,00	149,76	150,57	6,522
M1/3	186,00	150,94	151,25	5,187
	158,00	149,17	151,46	4,452
			Gemiddelde	5,803
Proefstuk	Last (kN)	Afmetingen		Splijttreksterkte (N/mm ²)
		Breedte (mm)	Hoogte (mm)	
M2/1	158,00	149,09	151,62	4,450
	156,00	149,62	151,48	4,382
M2/2	168,00	152,07	150,42	4,676
	186,00	151,04	150,61	5,205
M2/3	163,00	150,29	150,90	4,576
	177,00	151,03	150,60	4,954
			Gemiddelde	4,707

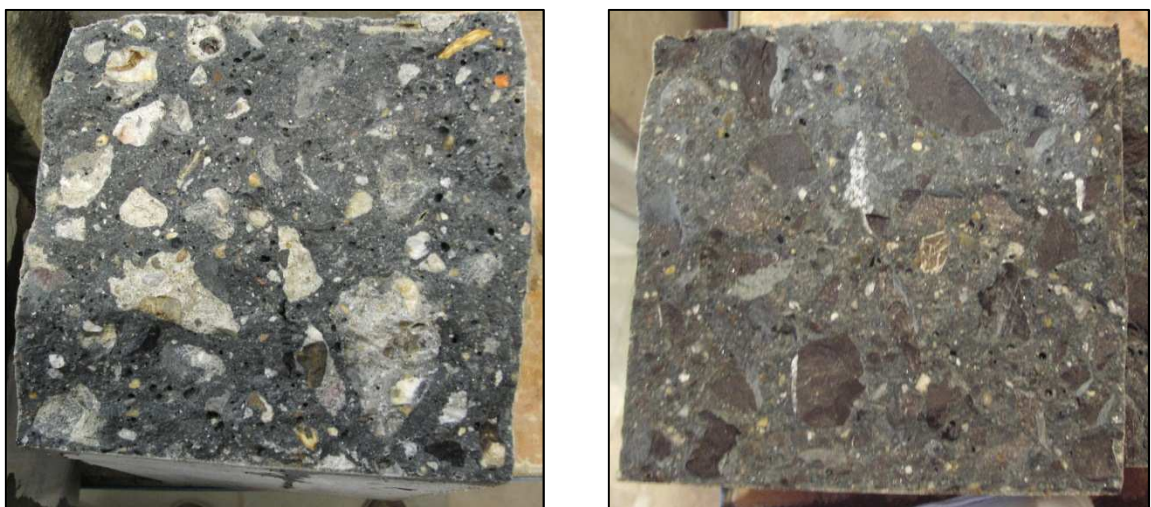
Een verlaging van de splijttreksterkte bij gerecycleerd beton wordt gevonden. Vervolgens wordt de overeenkomstige treksterkte uit beide types berekend via de methode bepaald in 3.3.2. De resultaten hiervan zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 23: Resultaten treksterkte praktisch onderzoek

Proefstuk	Type	Buigproef		Splijtproef	
		Buigtreksterkte (N/mm ²)	Treksterkte (N/mm ²)	Splijttreksterkte (N/mm ²)	Treksterkte (N/mm ²)
M1	klassiek	8,25	4,95	5,80	5,22
M2	betonpuin	5,13	3,08	4,71	4,24

Voor het geval van het klassieke beton komt de waarde van de treksterkte bepaald via de buigproef goed overeen met deze bepaald via de splijtproef. Voor het gerecycleerde beton is dit veel minder het geval. Volgens de literatuur [37] dient de voorkeur gegeven te worden aan deze bepaald uit de buigproef. Bij de buigsterkte komt namelijk de breuk voor ter hoogte van de zwakste doorsnede. De breuk wordt als het ware gekozen in de zone waar de kracht wordt uitgeoefend. Bij de splijtsterkte wordt de breuklijn daarentegen vastgelegd door het plaatsen van het proefstuk in de machine. Deze gebeurt willekeurig waardoor de resultaten een grotere spreiding zullen vertonen zoals ook te merken is in bovenstaande tabellen.

Algemeen vertoont het beton met gerecycleerde granulaten een lagere waarde. Een duidelijk verschil is te merken in de gebroken prisma's, weergegeven in Figuur 16. De prisma's met betonpuin vertonen veel meer ingesloten lucht. Dit komt waarschijnlijk door een slechtere verdichting. Deze bevinding resulteert in een zwakkere buigsterkte voor het gerecycleerde beton.



Figuur 16: Gebroken proefstukken (links gerecycleerd beton en rechts klassiek beton)

De lagere treksterkte voor gerecycleerd beton wordt ook terug gevonden in de literatuur (zie 2.3.2). Deze spreekt van een 5 à 10 % lagere waarde voor het beton met betonpuin. In dit onderzoek is dit zelfs nog veel meer (tot 40 % lager). Dit resultaat zou deels aan de basis kunnen liggen van de horizontale scheurvorming op de E34/N49. Wanneer trekspanningen onderaan de plaat ontstaan, zal het gerecycleerde beton sneller neiging vertonen tot scheurvorming.

- E-modulus

De resultaten van de elasticiteitsmodulus van het klassieke beton worden weergegeven in Tabel 24. Bij onregelmatigheden op de rek-kracht grafiek worden in sommige gevallen aanpassingen doorgevoerd. Zo vertoonde rekstrookje 1 bij het eerste proefstuk een zeer onregelmatig verloop dat totaal verschillend was van de andere twee rekstrookjes. Deze wordt dan ook weggelaten. Rekstrookje 2 bij het derde proefstuk gaf bij lage spanningen een onnatuurlijk verloop maar vanaf ongeveer 8 MPa is dit hersteld. Het spanningsinterval wordt bijgevolg aangepast. Deze redenering wordt ook toegepast op de resultaten van het gerecycleerd beton, die weergegeven is in Tabel 25.

Tabel 24: Resultaten E-modulus klassiek beton praktisch onderzoek

Proefstuk	Rekstrookje	$\Delta\epsilon_m$	σ_b (MPa)	σ_a (MPa)	E_{sec} (MPa)
M1/1	1	-			
	2	537,2	1,15	21,49	37865
	3	503,1	1,15	21,49	40428
				Gemiddelde	39146
M1/2	1	422,4	1,15	21,49	48146
	2	488,1	1,15	21,49	41662
	3	426,0	1,15	21,49	47736
				Gemiddelde	45848
M1/3	1	478,9	1,13	21,46	42464
	2	280,1	8,05	21,46	47910
	3	477,5	1,13	21,46	42588
				Gemiddelde	44321

Tabel 25: Resultaten E-modulus gerecycleerd beton praktisch onderzoek

Proefstuk	Rekstrookje	$\Delta\epsilon_m$	σ_b (MPa)	σ_a (MPa)	E_{sec} (MPa)
M2/1	1	534,2	1,14	17,80	31188
	2	475,6	1,14	17,80	35027
	3	448,4	1,14	17,80	37151
				Gemiddelde	34456
M2/2	1	375,4	7,04	17,80	28668
	2	-	-	-	-
	3	568,2	1,14	17,80	29318
				Gemiddelde	28993
M2/3	1	371,3	2,74	17,81	40575
	2	422,5	7,04	17,81	25477
	3	-			
				Gemiddelde	33026

Het klassieke beton heeft een totaal gemiddelde elasticiteitsmodulus van 43 105 MPa terwijl deze voor gerecycleerd beton 32 158 MPa bedraagt. Dit is een verlaging van ongeveer 25 % van de elasticiteitsmodulus voor het gerecycleerd beton. De literatuur spreekt van een verlaging tot zelfs 30 %. Deze lagere E-modulus heeft een invloed op het wegebeton. Een bepaalde spanning zorgt immers voor veel grotere verplaatsingen bij gerecycleerde beton. Deze verplaatsingen kunnen leiden tot scheuren. Deze bevinding kan dus deels aan de basis liggen van de horizontale scheurvorming op de E34/N49

3.6 Besluit

Algemeen kan besloten worden dat het gerecycleerd beton minder goede eigenschappen vertoont. Toch zijn deze niet van die aard dat ze het gerecycleerde beton ongeschikt maakt voor wegentoepassingen. Volgens het praktisch onderzoek zijn het vooral de elasticiteitsmodulus en de treksterkte die minder goed zijn. In Tabel 26 is een vergelijking tussen de resultaten van het praktisch onderzoek en de literatuur weergegeven.

Tabel 26: Vergelijking resultaten praktisch onderzoek en literatuur

Praktisch Onderzoek				Literatuur
Eigenschap	NA-concrete	RA-concrete	Vershil	Vershil RA-concrete ↔ NA-concrete
Druksterkte	68,4 MPa	58,5 MPa	Lager (15%)	lager (tot 20%)
Hechtsterkte	16,89 MPa	16,72 MPa	insignificant	Insignificant of iets lager (tot 10%)
E-modulus	43105 MPa	32158 MPa	Lager (25%)	lager (tot 30%)
Krimp	-	-	-	lager (tot 50%)
Kruip	-	-	-	lager (tot 50%)
Buigtreksterkte	8,25 MPa	5,13 MPa	Lager (38%)	lager (tot 10%)
Splijttreksterkte	5,80 MPa	4,71 MPa	Lager (19%)	lager (tot 10%)

Uit deze resultaten kunnen verschillende conclusies getrokken worden. De hechting tussen beton en staal lijkt geen opmerkelijke verschillen te tonen tussen de twee types beton. De gedachte dat verminderde hechting zou leiden tot horizontale scheurvorming lijkt dus niet gegrond. De elasticiteitsmodulus vertoont wel een duidelijk verschil, alsook de buig- en splijttreksterkte. De oorzaak van de horizontale scheurvorming zou deels hierdoor verklaard kunnen worden.

Daarnaast zijn er nog de eigenschappen krimp en kruip. Deze werden niet getest, maar vertonen volgens de literatuur minder goede resultaten. Krimp en kruip van het wegenbeton met gerecycleerde granulaten zullen bijdragen tot de ontwikkeling van horizontale scheurvorming.

4 EMV-methode

In dit deel wordt een nieuwe doseringsmethode, de “EMV-methode”, voor gerecycleerd beton aangehaald. In het eerste deel wordt een algemeen beeld geschetst over het ontstaan van deze methode. Na een theoretisch gedeelte wordt een verduidelijking gebracht via voorbeelden en grafieken. De invloed op het vlak van de materialen en op het vlak van de eigenschappen worden vergeleken met de conventionele doseringsmethode. In onderstaande tekst wordt met granulaten telkens de grove granulaten bedoeld.

4.1 Algemeen

De hoofdreden voor het ontwikkelen van de EMV-methode was het zoeken naar een gerecycleerde betonmengeling die qua betoneigenschappen gelijk is aan het klassieke beton. Ze is gebaseerd op het feit dat gerecycleerde granulaten een tweeledig materiaal is die bestaat uit granulaten en mortel.

Zoals eerder werd aangehaald kunnen quasi gelijke sterkte-eigenschappen, zoals druk-, trek- en hechtsterkte bereikt worden. Door bijvoorbeeld de w/c-factor aan te passen wordt een sterkere mortel bereikt die zal leiden tot goede sterkte-eigenschappen. Op het vlak van E-modulus, krimp en kruip is daarentegen nog geen enkele studie, die werkt via de conventionele methode, die gelijke of betere waarden rapporteert. Zo wordt een duidelijke verlaging van de E-modulus tot 30 % en een verhoogde krimp en kruip tot zelfs 50 % (zie 2.3.2) beschreven.

De hoofdoorzaak is de aanhechtende mortel op het betonpuin. Deze zorgt bij de conventionele methode voor een veel groter volume mortel t.o.v. het klassiek beton. Bij de conventionele methode wordt namelijk gebruik gemaakt van rechtstreekse volume-omwisseling van de grove granulaten terwijl de mortelhoeveelheden niet veranderen. Rechtstreekse volume-omwisseling betekent dat een bepaald volume natuurlijke granulaten (NA) wordt vervangen door hetzelfde volume gerecycleerde granulaten (RA). De verhouding waarin deze vervanging gebeurt wordt aangeduid met de vervangingsverhouding r . Bij een r -waarde van 60 wordt zo 60 % van het volume NA vervangen door RA. Aangezien een deel van het volume RA bestaat uit aanhechtende mortel, stijgt het totale mortelgehalte en daalt het granulaatvolume in de RA-concrete. Dit wordt sterker naarmate de r -waarde stijgt.

Dit hoger mortelgehalte is de oorzaak van de minder goede E-modulus-, krimp- en kruipresultaten. Deze eigenschappen zijn namelijk minder afhankelijk van de sterkte van de mortel zelf maar wel van de volume fracties en de E-modulus, krimp of kruip van de granulaten en de mortel. Hoe hoger

de volume fracties, hoe slechter het beton zal scoren. Het is hierop dat de EMV-methode een oplossing probeert te bieden.

Ze gaat uit van twee belangrijkste wetmatigheden die impliceren dat het totale granulaat- en mortelvolumen in de RA-concrete gelijk is aan hun equivalent gehalte in de NA-concrete. Het totale granulaatvolumen in de RA-concrete bestaat uit originele granulaten in het betonpuin en uit nieuwe natuurlijke granulaten. Het totale mortelvolumen in de RA-concrete bestaat eveneens uit originele mortel en nieuw toe te voegen mortel. Het is bijgevolg belangrijk om het originele mortelgehalte in het betonpuin exact te bepalen.

De benadering van het betonpuin als een tweeledig materiaal is iets nieuws. Dit is in contrast met de conventionele methode, dat het betonpuin als één materiaal behandelt.

4.2 Theorie

Om tot de bepalende formules te komen, dienen een aantal tussenbewerkingen gemaakt te worden.

4.2.1 Bepalen van de equivalente betonmengeling met natuurlijke granulaten

De eerste stap bestaat uit het vastleggen van de specifieke verse en harde eigenschappen van het te maken beton. Via de conventionele methode wordt de samenstelling opgesteld die enkel bestaat uit natuurlijke granulaten, waarbij de maximale granulaatgrootte en gradatie dezelfde zijn als de gerecycleerde granulaten. Dit wordt de equivalente betonmix met natuurlijke granulaten (NA-concrete) genoemd. Het volume natuurlijke granulaten (NA) gebruikt in de NA-concrete wordt gegeven door $V_{NA}^{NA-concrete}$.

4.2.2 Bepalen van de gerecycleerde en nieuwe natuurlijke granulaten in de gerecycleerde betonmengeling

De belangrijkste stap bestaat uit het bepalen van het volume gerecycleerde granulaten (RA) in de nieuwe betonmix (RA-concrete), gegeven door $V_{RA}^{RA-concrete}$. Het volume van de nieuwe toe te voegen NA in dezelfde mix wordt dan $V_{NA}^{RA-concrete}$. Een belangrijke parameter in deze methode is de verhouding van het volume NA in de RA-concrete op deze in de NA-concrete, aangeduid door R.

$$R = \frac{V_{NA}^{RA-concrete}}{V_{NA}^{NA-concrete}}$$

Merk op dat deze parameter een waarde aanneemt tussen 0 en 1, waarbij $R = 0$ staat voor een betonmengeling met 100 % RA en $R = 1$ overeenkomt met een mix met 100 % nieuwe NA. Aan deze verhouding zijn enkele limieten en condities gekoppeld. Deze komen later nog aan bod.

Om tot dezelfde betoneigenschappen te komen als de equivalente NA-concrete stelt deze methode twee belangrijke wetmatigheden voorop:

$$\begin{aligned} V_{TM}^{RA-concrete} &= V_M^{NA-concrete} \\ V_{TNA}^{RA-concrete} &= V_{NA}^{NA-concrete} \end{aligned}$$

De eerste voorwaarde zegt dat het volume van de totale mortel (TM) in de nieuwe beton-mengeling gelijk moet zijn aan het volume mortel in de equivalente NA-concrete. TM bestaat deels uit originele mortel (OM) en deels uit nieuwe toegevoegde mortel (FM). De tweede voorwaarde zegt dat ook het totale volume natuurlijke granulaten (TNA) gelijk moet zijn aan het volume NA in de equivalente NA-concrete. TNA bestaat deels uit originele, in het betonpuin aanwezige, natuurlijke granulaten (OA) en deels uit nieuwe NA.

$$\begin{aligned} V_{TM}^{RA-concrete} &= V_{OM}^{RA-concrete} + V_{FM}^{RA-concrete} \\ V_{TNA}^{RA-concrete} &= V_{OA}^{RA-concrete} + V_{NA}^{RA-concrete} \end{aligned}$$

Om de tweede voorwaarde te kunnen invullen, moet het volume OA in de nieuwe beton-mengeling RA-concrete geweten zijn. Deze hangt voornamelijk af van de residuele mortel-hoeveelheid (RMC) van het betonpuin. Deze dient op voorhand bepaald te worden en dit kan op verschillende manieren zoals beschreven in 2.2. De specifieke bulkdichtheden (SG_b) van het betonpuin en van de OA hebben een invloed op de volumes van deze beide materialen en worden dus in beschouwing genomen.

$$V_{OA}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} \times (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}$$

De eerste twee termen in het rechterdeel bepalen het volume van het betonpuin die bestaat uit natuurlijke granulaten. Via de verhouding van de specifieke bulkdichtheden wordt deze dan omgezet in een equivalent volume natuurlijke granulaten, die wordt toegevoegd in de nieuwe RA-concrete. Deze vergelijking wordt vervolgens omgezet, gebruik makend van eerdere voorwaarden:

$$\begin{aligned} V_{RA}^{RA-concrete} &= \frac{V_{OA}^{RA-concrete}}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}} \\ V_{RA}^{RA-concrete} &= \frac{V_{TNA}^{RA-concrete} - V_{NA}^{RA-concrete}}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}} \end{aligned}$$

$$V_{RA}^{RA-concrete} = \frac{V_{NA}^{NA-concrete} - V_{NA}^{RA-concrete}}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}}$$

$$V_{RA}^{RA-concrete} = \frac{V_{NA}^{NA-concrete} \times (1 - R)}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}}$$

Deze vergelijking wordt de hoofdvergelijking genoemd en bepaald bijgevolg het nodige volume RA vanuit de equivalente NA-concrete. De RMC en de SG_b 's dienen gekend te zijn en R moet gekozen worden. Vervolgens wordt de nieuwe toe te voegen NA bepaald via:

$$V_{NA}^{RA-concrete} = V_{NA}^{NA-concrete} \times R$$

Door deze volumes te vermenigvuldigen met hun specifieke bulkdichtheden bekomt men hun massahoeveelheid.

$$W_{OD-RA}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} \times SG_b^{RA} \times 1000$$

$$W_{OD-NA}^{RA-concrete} = V_{NA}^{RA-concrete} \times SG_b^{NA} \times 1000$$

De term OD in de vergelijking slaat op “oven-dry” en wil zeggen dat de granulaten droog moeten gewogen worden.

4.2.3 Bepalen van de nieuwe mortel in de gerecycleerde betonmengeling

In dit deel wordt het nodige water, cement en fijne granulaten bepaald die moeten toegevoegd worden in de nieuwe betonmengeling. Hiervoor moet eerst het volume originele mortel bepaald worden om vervolgens via voorwaarde 1 de bijkomende nieuwe mortel te berekenen. Het volume originele mortel kan bepaald worden door het volume OA in de RA-concrete, die reeds bepaald is, af te trekken van het totale volume RA in de nieuwe RA-concrete:

$$V_{RM}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} - V_{OA}^{RA-concrete}$$

$$V_{RM}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} \times \left[1 - (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}} \right]$$

Via voorwaarde 1 wordt vervolgens de nieuwe mortel bepaald:

$$V_{FM}^{RA-concrete} = V_M^{NA-concrete} - V_{RM}^{RA-concrete}$$

Ten slotte worden de volumes bepaald van het water, cement en fijne granulaten door hun overeenkomstig volume van de equivalente NA-concrete te vermenigvuldigen met de verhouding $V_{FM}^{RA-concrete} / V_M^{NA-concrete}$.

$$V_{water}^{RA-concrete} = V_{water}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}}$$

$$V_{cement}^{RA-concrete} = V_{cement}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}}$$

$$V_{fijne\ gran.}^{RA-concrete} = V_{fijne\ gran.}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}}$$

4.2.4 Verhouding R: limieten en condities

Volgens voorgaande beschouwing wordt in de tweede stap de verhouding R gekozen. Hoe kleiner deze verhouding, hoe beter (lees: meer ecologisch), aangezien dan meer gerecycleerde granulaten worden gebruikt.

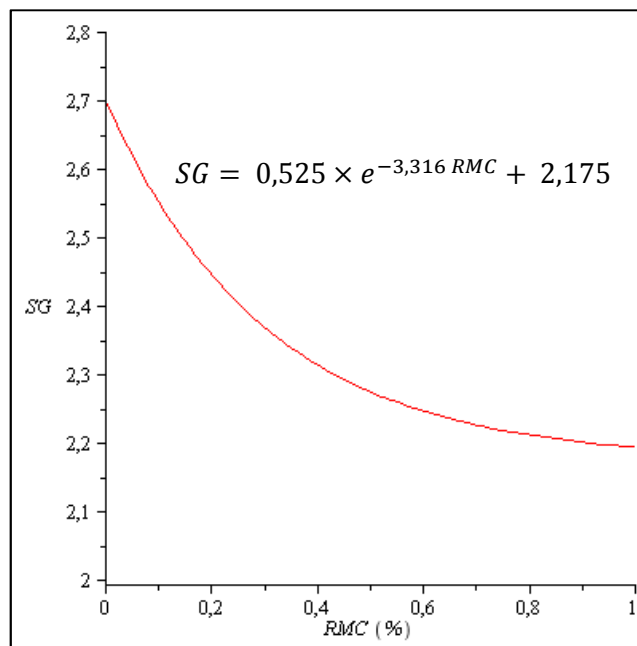
De keuze van R is echter niet vrij te kiezen ten gevolge van de RMC van de RA. Om het effect van de RMC op de dosering te bekijken, moeten de onder- en bovengrens, 0 en 100 %, van het RMC onderzocht worden.

Indien de RA geen residuele mortel bevatten, bestaan ze volledig uit natuurlijke granulaten. De specifieke bulkdichtheden van beide type granulaten zijn bijgevolg gelijk en het volume RA in de RA-concrete is identiek aan het volume NA in de NA-concrete. Een betonmengeling met dergelijke RA kan gedoseerd worden volgens de conventionele methode.

Wanneer het aanhechtende mortelgehalte vergroot zal het volume RA in de RA-concrete hyperbolisch stijgen. Dit verband kan aangetoond worden vanuit de hoofdvergelijking:

$$V_{RA}^{RA-concrete} = \frac{V_{NA}^{NA-concrete} \times (1 - R)}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}}$$

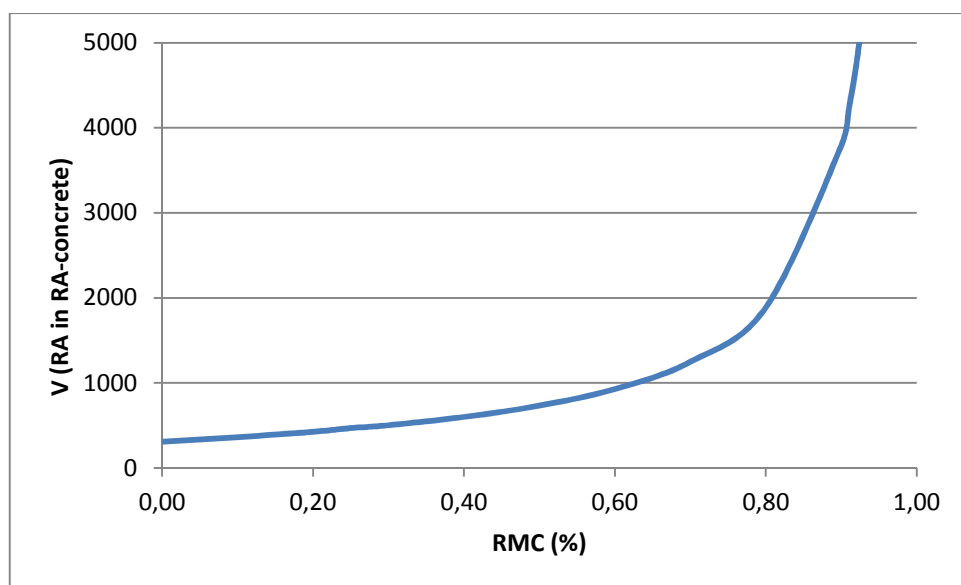
De specifieke bulkdichtheid van RA is afhankelijk van de RMC. In [29] zijn deze waarden gelijk aan 2,70, 2,42 en 2,30 voor RA met RMC-waarden van respectievelijk 0, 23 en 41 %. De specifieke bulkdichtheid kan theoretisch niet naar nul gaan waardoor een horizontale asymptoot zal bereikt worden bij grote waarden. Bijgevolg wordt geopteerd om een exponentiële functie te gebruiken om het verloop van SG in functie van RMC te bepalen. Via het programma “Maple” wordt een exponentiële functie verkregen, weergegeven in Grafiek 17.



Grafiek 17: Verloop SG i.f.v. RMC (Maple)

Fysisch kan de RMC maximaal 1 bedragen, de RA bestaat dan enkel uit mortel, en met deze waarde komt een specifieke bulkdichtheid van 2,19 overeen. $V_{NA}^{NA-concrete}$, SG_b^{NA} en R zijn constant en bedragen respectievelijk 309 l/m³, 2,70 en 0 %.

Het verloop van $V_{RA}^{RA-concrete}$ in functie van RMC kan vervolgens bepaald worden, waarbij telkens rekening wordt gehouden met de juiste bulkdichtheid van de RA. Het resultaat is een hyperbolisch stijgende functie en is te zien in Grafiek 18.



Grafiek 18: Verloop V (RA in RA-concrete) i.f.v. RMC

De maximale hoeveelheid granulaten (zowel RA als NA) die in een eenheidsvolume beton verwerkt kan worden is gelijk aan het “dry-rodded” eenheidsvolume van het granulaat. “Dry-rodded” volume is het volume die een verdicht granulaat inneemt. Het verschil met het bulkvolume is het verdichten, die afhankelijk is van de vorm en gradaties van de granulaten. Bijgevolg is de maximale hoeveelheid RA in RA-concrete het dry-rodded volume van RA, aangegeven met $V_{DR-RA}^{RA-concrete}$. Vandaar dat de maximale hoeveelheid RA per eenheidsvolume RA-concrete berekend kan worden via:

$$V_{\max RA}^{RA-concrete} = \frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_b^{RA}}$$

Waarbij SG_{DR}^{RA} de dry-rodded specifieke dichtheid van RA voorstelt.

De hoofdvergelijking wordt vervolgens omgezet:

$$R_{min} = 1 - \frac{V_{\max RA}^{RA-concrete}}{V_{NA}^{NA-concrete}} \times (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}$$

$$R_{min} = 1 - \frac{1}{V_{NA}^{NA-concrete}} \times (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}} \times \frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_b^{RA}}$$

$V_{NA}^{NA-concrete}$ kan omgezet worden in functie van zijn dry-rodded volume:

$$V_{NA}^{NA-concrete} = V_{DR-NA}^{NA-concrete} \times \frac{SG_{DR}^{NA}}{SG_b^{NA}}$$

Waarbij SG_{DR}^{NA} de dry-rodded specifieke dichtheid van NA voorstelt.

De hoofdvergelijking wordt:

$$R_{min} = 1 - \frac{(1 - RMC)}{V_{DR-NA}^{NA-concrete}} \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}} \times \frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_b^{RA}} \times \frac{SG_b^{NA}}{SG_{DR}^{NA}}$$

Na schrappen:

$$R_{min} = 1 - \frac{(1 - RMC)}{V_{DR-NA}^{NA-concrete}} \times \frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_{DR}^{NA}}$$

Bij veronderstelling dat NA en RA dezelfde vorm als gradatie heeft, wordt gesteld:

$$\frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_{DR}^{NA}} = \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}$$

De hoofdvergelijking wordt:

$$R_{min} = 1 - \frac{(1 - RMC)}{V_{DR-NA}^{NA-concrete}} \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}$$

$V_{DR-NA}^{NA-concrete}$ is afhankelijk van de grootte van de granulaten, de gradaties en kan bepaald worden via tabellen uit ACI. ACI staat voor American Concrete Institute en is één van de leidinggevende overheidsinstellingen over betontechnologie.

4.3 Opbouw en voorbeelden

In dit deel wordt een voorbeeld aangehaald die de theoretische uiteenzetting moet verduidelijken.

Stap 1: Bepalen eigenschappen

De eerste stap bestaat uit het bepalen van alle variabelen van zowel de gerecycleerde als van de natuurlijke granulaten. Als voorbeeld worden de waarden in Tabel 27 aangenomen.

Tabel 27: Eigenschappen materialen voorbeeld

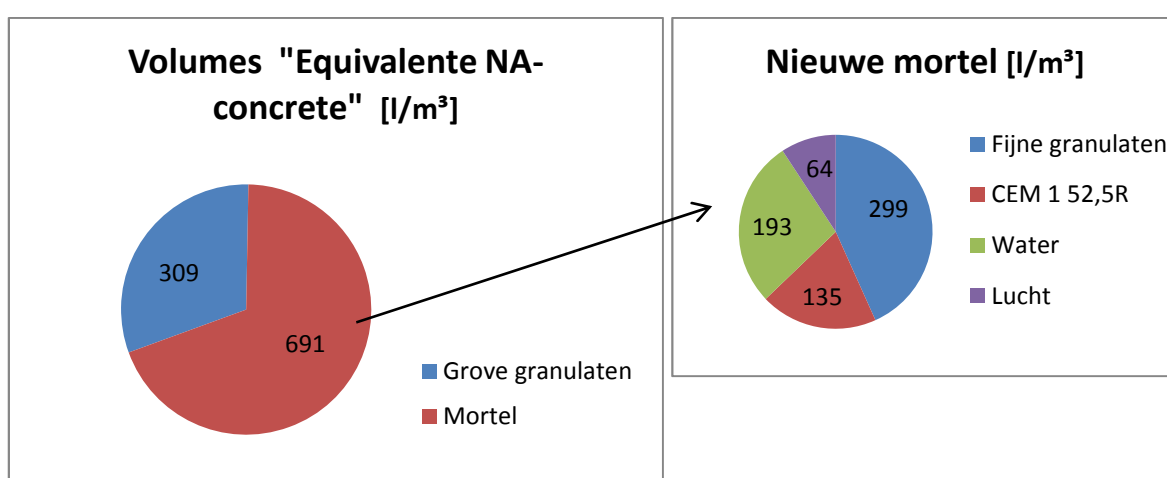
Eigenschap	NA	RA	Cement
SG_b [kg/m ³]	2,70	2,31	3,18
RMC [%]	-	41	-

Stap 2: Bepalen equivalente NA-concrete

Na het bepalen van de nodige eigenschappen van de te maken beton, wordt volgens de conventionele methode een betondosering opgemaakt. Een voorbeeld hiervan is te zien in Tabel 28. Op Grafiek 19 wordt een visuele weergave getoond van de materiaal-verhoudingen in de NA-concrete.

Tabel 28: Eigenschappen equivalente NA-concrete

Equivalente NA-concrete			
Materiaal	Proportie [kg/m³]	Bulk specific gravity [kg/m³]	Volume [l/m³]
Grove granulaten	833	2700	309
Mortel			691
Fijne granulaten	808	2700	299
Cement (CEM 1 52,5R)	430	3180	135
Water	193	1000	193
Lucht			64
TOTAAL	2264		1000



Grafiek 19: Verhoudingen equivalente NA-concrete

Stap 3: Bepalen verhouding R

De verhouding R wordt enkel gelimiteerd door een minimumwaarde die rekening houdt met de RMC (zie 4.2.4). Een eerste mogelijkheid bestaat er in om zo ecologisch mogelijk te werken en de R-waarde zo dicht mogelijk aan deze grens gelijk te nemen. Anderzijds kan gekozen worden voor een "Simple Replacement" van het granulaatvolume in klassiek beton door RA. In dit voorbeeld wordt er volgens de tweede methode gewerkt. Dit houdt in dat het volume RA in de nieuwe RA-concrete gelijk wordt genomen aan het volume NA in de NA-concrete en dat het volume aanhechtende mortel in het betonpuin rechtstreeks wordt vervangen door nieuwe NA.

$$V_{RA}^{RA-concrete} = V_{NA}^{NA-concrete}$$

$$V_{RM}^{RA-concrete} = V_{NA}^{RA-concrete}$$

Hierdoor wordt de verhouding R gegeven door:

$$R = \frac{V_{RM}^{RA-concrete}}{V_{RA}^{RA-concrete}} = \left[1 - (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}} \right] = 49,5\%$$

Ter vergelijking kan via bovengenoemde vergelijking de minimale R-waarde bepaald worden. Bij een maximale nominale granulaatgrootte gelijk aan 19 mm en een fijnheids-modulus van fijne granulaten gelijk aan 2,6, geeft Tabel A.1.5.3.6 van ACI-211.1-97 [29] een $V_{DR-NA}^{NA-concrete}$ gelijk aan 0,64. De andere variabelen werden reeds hiervoor vernoemd.

$$R_{min} = 1 - \frac{(1 - 0,41)}{0,64} \times \frac{2,31}{2,7} = 21 \%$$

Stap 4: Bepalen volume RA en NA in de nieuwe RA-concrete

Het volume RA in de RA-concrete werd in de vorige stap vastgelegd door dezelfde waarde aan te nemen als het volume NA in de NA-concrete, nl. 309 l/m³. Ter controle wordt de opgestelde formule eens ingevuld:

$$V_{RA}^{RA-concrete} = \frac{V_{NA}^{NA-concrete} \times (1 - R)}{(1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}} = \frac{309 \times (1 - 0,495)}{(1 - 0,41) \times \frac{2,31}{2,7}} = 309 \text{ l/m}^3$$

Via de verhouding R kan vervolgens het volume NA bepaald worden:

$$V_{NA}^{RA-concrete} = R \times V_{NA}^{NA-concrete} = 0,495 \times 309 = 153 \text{ l/m}^3$$

Beide volumes worden vervolgens omgezet in massahoeveelheden:

$$W_{OD-RA}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} \times SG_b^{RA} = 309 \times 2,31 = 713 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{OD-NA}^{RA-concrete} = V_{NA}^{RA-concrete} \times SG_b^{NA} = 153 \times 2,7 = 413 \text{ kg/m}^3$$

Stap 5: Bepalen mortelvolumen

Als laatste stap wordt het nieuwe mortelvolumen bepaald door het volume originele mortel in de betonpuinggranulaten af te trekken van het totale mortelvolumen in de NA-concrete. Het originele mortelvolumen wordt berekend via eerder geziene formule:

$$V_{RM}^{RA-concrete} = V_{RA}^{RA-concrete} \times \left[1 - (1 - RMC) \times \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}} \right] = 309 \times \left[1 - (1 - 0,41) \times \frac{2,31}{2,7} \right]$$

$$= 153 \text{ l/m}^3$$

Door de keuze van R is deze waarde gelijk aan het volume van de NA in de RA-concrete zoals eerder gezien. Het totale mortelvolume in de equivalente NA-concrete wordt verkregen door het volume NA af te trekken van het eenheidsvolume.

$$V_M^{NA-concrete} = 1000 - V_{NA}^{NA-concrete} = 1000 - 309 = 691 \text{ l/m}^3$$

Het nieuwe mortelvolume wordt bijgevolg:

$$V_{FM}^{NA-concrete} = V_M^{NA-concrete} - V_{RM}^{RA-concrete} = 691 - 153 = 539 \text{ l/m}^3$$

De bijkomende volumes van de mortelonderdelen worden:

$$V_{water}^{RA-concrete} = V_{water}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}} = 193 \times \frac{539}{691} = 150 \text{ l/m}^3$$

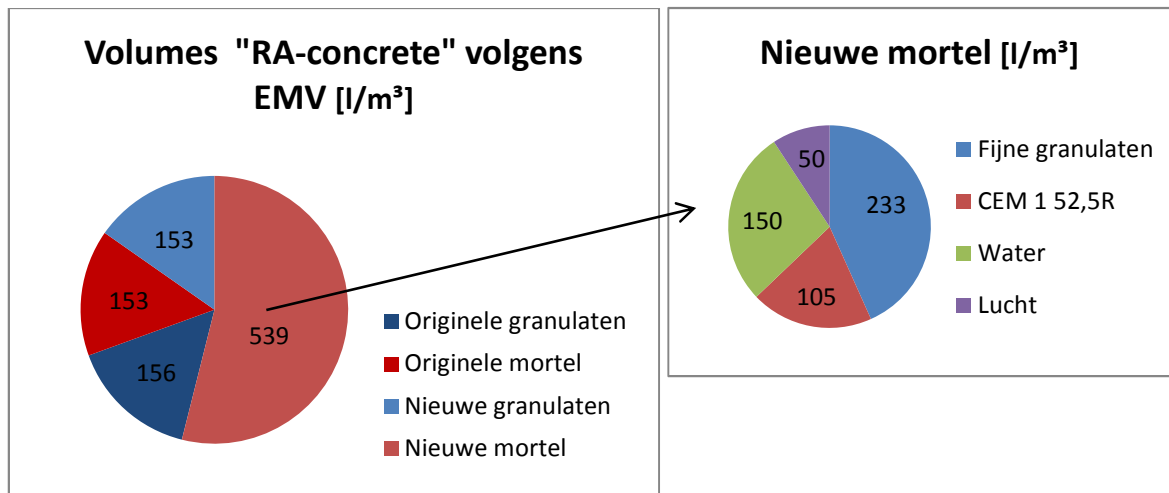
$$V_{cement}^{RA-concrete} = V_{cement}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}} = 135 \times \frac{539}{691} = 105 \text{ l/m}^3$$

$$V_{fijne\ gran.}^{RA-concrete} = V_{fijne\ gran.}^{NA-concrete} \times \frac{V_{FM}^{RA-concrete}}{V_M^{NA-concrete}} = 299 \times \frac{539}{691} = 233 \text{ l/m}^3$$

Dit kan nog eens omgezet worden naar hun equivalente massahoeveelheden door te vermenigvuldigen met hun specifieke bulkdichtheden. De samenstelling van de RA-concrete wordt weergegeven in Tabel 29 en visueel voorgesteld in Grafiek 20.

Tabel 29: Eigenschappen RA-concrete via EMV-methode

RA-concrete via EMV			
Materiaal	Proportie (kg/m³)	Bulk specific gravity (kg/m³)	Volume (l/m³)
Grof betonpuin	713	2310	309
Originele granulaten			156
Originele mortel			153
Nieuwe granulaten	413	2700	153
Nieuwe mortel			539
Fijne granulaten	629	2700	233
Cement (CEM 1 52,5R)	335	3180	105
Water	150	1000	150
Lucht in nieuwe mortel			50
TOTAAL	2240		1000



Grafiek 20: Verhoudingen RA-concrete

4.4 Vergelijkingen

4.4.1 Vergelijking op het vlak van materialen

Een eerste vergelijking kan gemaakt worden tussen de equivalente NA-concrete en de RA-concrete. Met een R-verhouding van 49,5% wordt het volume van nieuwe NA ongeveer gehalveerd en wordt het nieuwe mortelvolume met 22% verlaagd.

Een tweede, belangrijkere, vergelijking is deze met de betonmengeling opgesteld via de conventionele methode. Deze methode werkt met een vervangingsverhouding r die gebaseerd is op de verhouding tussen het gewicht van de gerecycleerde granulaten en het gewicht van alle granulaten. Deze dient uiteraard gelijk te zijn voor beide mengelingen. Voor de betonmengeling opgesteld met de EMV methode bedraagt de r -verhouding:

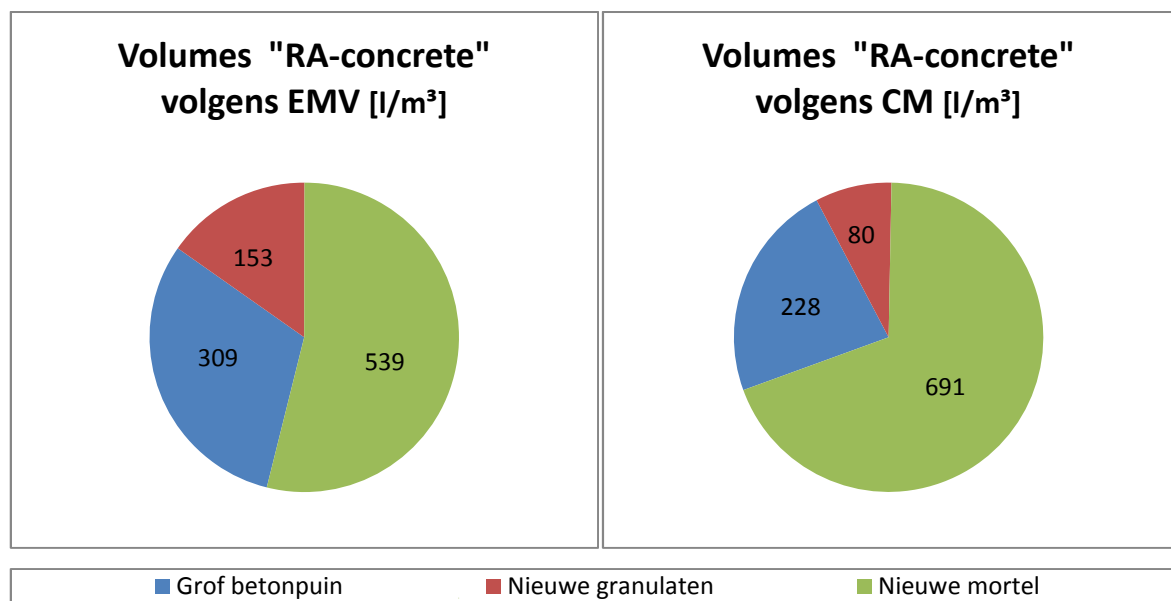
$$r = \frac{W_{RA}^{RA-concrete}}{W_{NA+RA}^{RA-concrete}} = \frac{713}{713 + 413} = 63\%$$

Deze verhouding wordt vervolgens toegepast in de conventionele methode door 63% van de totale dosering van de grove granulaten in de NA-concrete te vervangen door betonpuin. De overige 37% bestaat uit nieuwe natuurlijke granulaten. Het mortelvolume blijft onaangeroerd t.o.v. de NA-concrete. Een overzicht van de dosering is gegeven in Tabel 30.

Tabel 30: Eigenschappen RA-concrete via conventionele methode

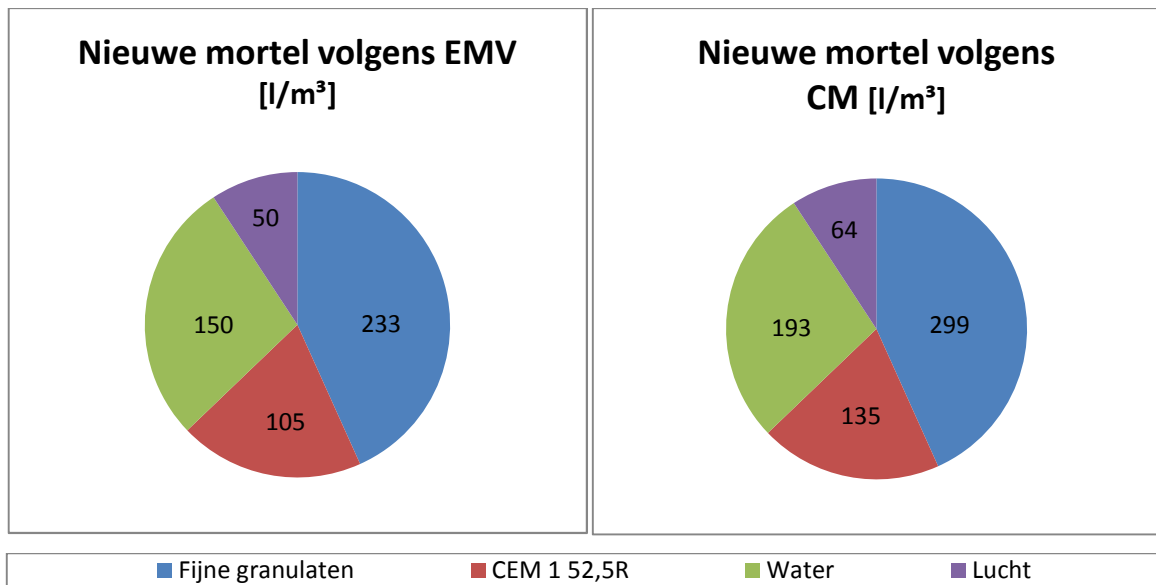
RA-concrete via CM			
Materiaal	Proportie (kg/m ³)	Bulk specific gravity (kg/m ³)	Volume (l/m ³)
Grof betonpuin	528	2310	228
Originele granulaten			115
Originele mortel			113
Nieuwe granulaten	216	2700	80
Nieuwe mortel			691
Fijne granulaten	808	2700	299
CEM 1 52,5R	430	3180	135
Water	193	1000	193
Lucht			64
TOTAAL	2175		1000

Om een duidelijke vergelijking te kunnen maken, werden in de grafieken hieronder de doseringen van beide mengelingen visueel voorgesteld.



Grafiek 21: Vergelijking doseringsmethodes RA-concrete

Bij eenzelfde r-verhouding heeft de samenstelling via de EMV methode een groter volume grof betonpuin en nieuwe granulaten. Een kleiner volume nieuwe mortel compenseert deze verhoging. Enerzijds zorgen de nieuwe granulaten voor een hogere kost, maar anderzijds wordt het mortelgehalte sterk gereduceerd. Indien het mortelgehalte van dichtbij wordt bekeken, wordt het beeld in Grafiek 22 verkregen. De volumes van materialen ondergaan allemaal een daling.

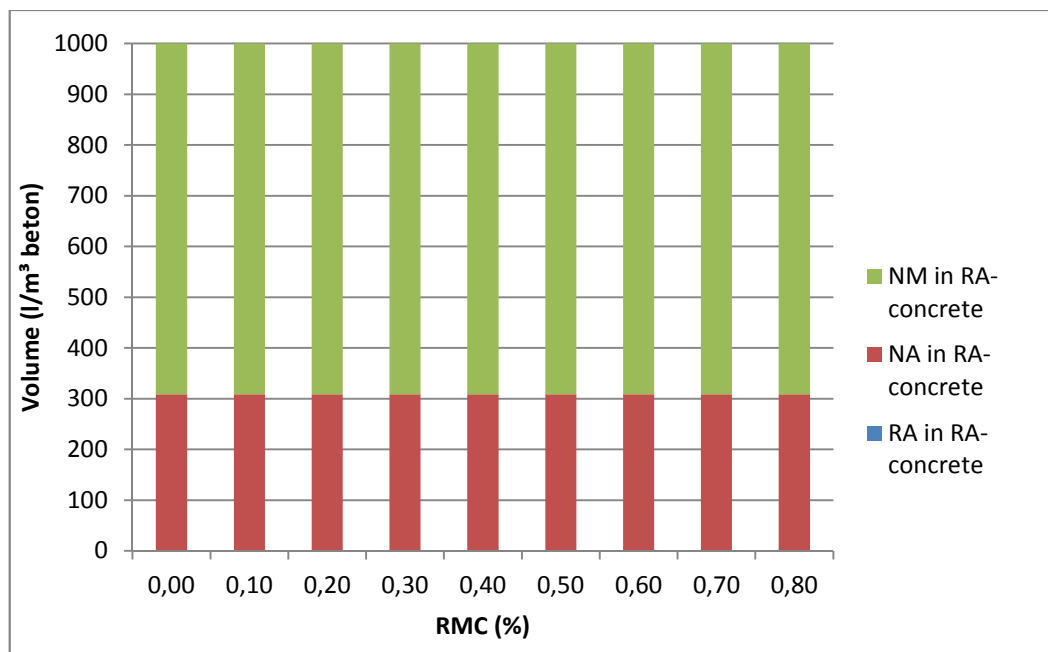


Grafiek 22: Vergelijking mortelgehalte doseringsmethodes RA-concrete

Algemeen gesteld heeft de nieuwe methode enerzijds een groter volume aan nieuwe granulaten nodig. Dit is het gevolg van het feit dat het betonpuin gezien wordt als een tweeledig materiaal en niet meer als enkel granulaten. Het mortelgehalte van de gerecycleerde granulaten dient bijgevolg aangevuld te worden met nieuwe granulaten. Anderzijds verlaagt het volume aan nieuwe mortel. Dit komt neer op een reductie van het dure cement, het volume fijne granulaten en water.

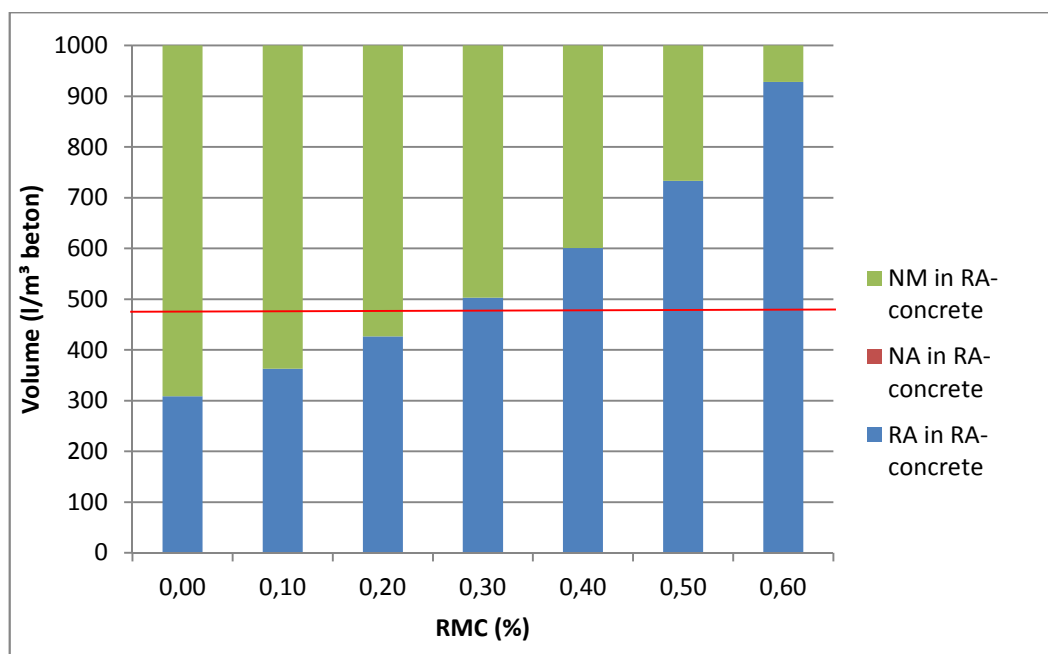
Deze verhoudingen zijn uiteraard afhankelijk van het residuele mortelgehalte van het betonpuin. In dit voorbeeld is dit gehalte hoog genomen, nl. 41%, om duidelijke verschillen aan te tonen. Hoe kleiner de RMC-waarde, hoe lager de nieuwe volumes granulaten en mortel zullen zijn. Op de limiet (bij RMC = 0%) wordt de dosering identiek aan de conventionele methode.

Om een indruk te krijgen in welke mate de hoeveelheden van de materialen veranderen in functie van RMC worden in onderstaande grafieken de verbanden uitgedrukt. De samenstelling van het klassiek beton wordt dezelfde genomen als hierboven. De gerecycleerde betonsamenstelling met R gelijk aan 1 komt hiermee overeen en is weergegeven in Grafiek 23. Deze samenstelling bestaat ongeacht de RMC-waarde uit 309 l/m³ grove natuurlijke granulaten en uit 691 l/m³ nieuw toe te voegen mortel.



Grafiek 23: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor R = 1

Het ander uiterste, de betonsamenstelling met R = 0, wordt weergegeven in Grafiek 24. In deze samenstelling wordt verondersteld dat alle grove granulaten worden vervangen door gerecycleerde granulaten.



Grafiek 24: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor R = 0

Volgens bovenstaande grafiek is volledige vervanging mogelijk tot een RMC-waarde van 60 %. Dit klopt niet aangezien hier geen rekening wordt gehouden met de maximale hoeveelheid granulaten per eenheidsvolume beton. Zoals reeds vermeld is deze waarde bepaald door:

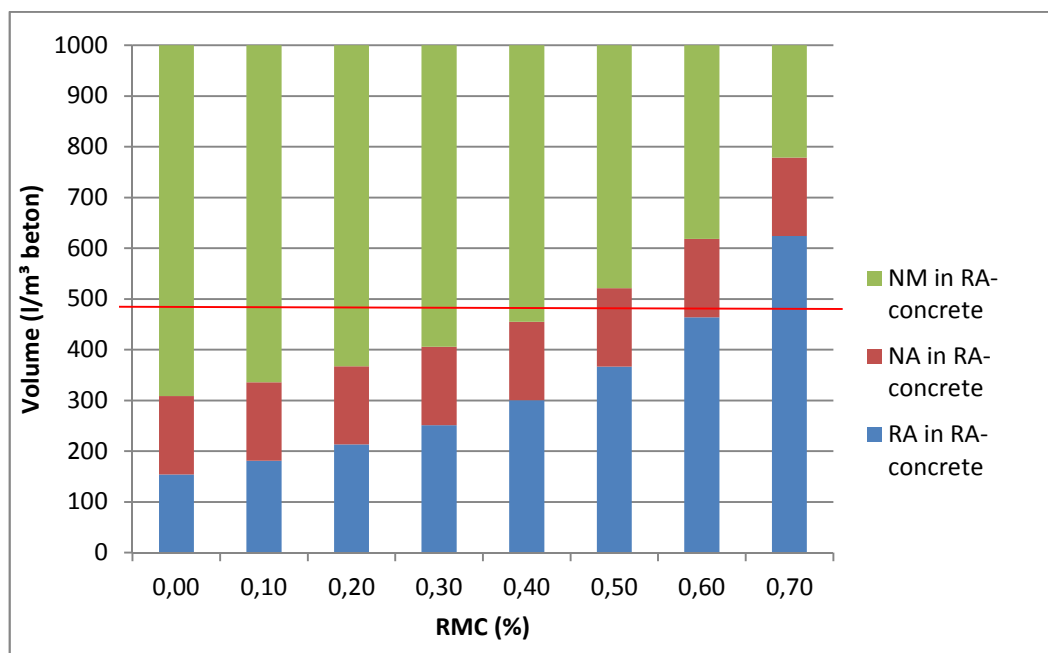
$$V_{\max RA}^{RA-concrete} = \frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_b^{RA}}$$

De SG_{DR}^{RA} is niet bekend maar kan afgeleid worden vanuit de waarde van NA. Als de vorm en de gradatie van NA en RA dezelfde zijn, geldt benaderend:

$$\frac{SG_{DR}^{RA}}{SG_{DR}^{NA}} = \frac{SG_b^{RA}}{SG_b^{NA}}$$

De SG_b^{NA} wordt bepaald uit tabellen van ACI en bedraagt 1,30. Voor de specifieke bulkdichtheid van RA wordt een gemiddelde waarde van 2,4 aangenomen. SG_{DR}^{RA} is wordt dan gelijk aan 1,156 en $V_{\max RA}^{RA-concrete}$ gelijk aan 481 l/m³. Deze grens is met een rode lijn aangeduid op Grafiek 24. Hieruit blijkt dat een betonsamenstelling met R = 0 enkel mogelijk is met RA waarvan de RMC lager is dan 30 %.

Als laatste voorbeeld wordt een betonsamenstelling met R = 0,5 aangehaald en deze is weergegeven in Grafiek 25.



Grafiek 25: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor R = 0,5

Het maximale volume granulaten in een eenheidsvolume beton ligt opnieuw op 481 l/m³. Deze waarde is aangeduid met een rode lijn op bovenstaande grafiek. Bijgevolg moet voor betonsamenstellingen met R gelijk aan 0,5 de RMC-waarde lager liggen dan 50 %.

Uit bovenstaande grafieken blijkt dat bij toenemende RMC-waarde, het volume RA exponentieel toeneemt, het volume NA constant blijft en het volume nieuwe mortel exponentieel afneemt. Ten gevolge van de maximale hoeveelheid granulaten per eenheidsvolume beton is de RMC-waarde begrensd bij een gekozen R-verhouding.

4.4.2 Vergelijking op het vlak van de betoneigenschappen

Door het toepassen van de nieuwe doseringsaanpak wordt verwacht dat het gerecycleerd beton betere harde betoneigenschappen zal vertonen. Vooral op vlak van E-modulus, krimp en kruip worden betere scores verwacht. De minder goede resultaten bij gerecycleerd beton, gedoseerd via de conventionele methode, worden voornamelijk toegeschreven aan het grote mortelvolume.

De EMV-methode werd nog niet talrijk bestudeerd, maar de resultaten zijn veelbelovend. In vier artikels [19, 23, 26, 33] wordt de doseringsmethode beproefd op verschillende verse en harde betoneigenschappen. Twee verschillende groepen gerecycleerde granulaten worden gebruikt. In de eerste groep worden granulaten gebruikt afkomstig van een recyclerende betonfabriek uit Montreal (RA-M), met kalksteen als granulaatype. In de tweede groep worden granulaten afkomstig uit Vancouver (RA-V), met riviergrind als granulaatype gebruikt.

Voor beide betonpuintypes werd de RMC-waarde bepaald via de sodium-sulfaat methode. Deze methode bestaat uit het onderdompelen van het betonpuin in een sodium-sulfaat bad, waarna de stalen vijf vries-dooi cyclussen ondergaan. Vervolgens wordt de granulaten gedroogd en gewogen. Het verschil tussen het startgewicht en het eindgewicht t.o.v. het begingewicht geeft de RMC-waarde. De RA-M vertonen een waarde van 41% en de RA-V hebben een lager mortelgehalte van 23%.

In de onderstaande tekst worden enkel de resultaten en eventuele opmerkingen uit [19, 23, 26, 33] besproken. De onderzoeken bestaan telkens uit drie betonmengelingen die onderzocht en vergeleken worden: de NA-concrete, de RA-concrete gedoseerd via de conventionele methode (RA-concrete-C) en de RA-concrete gedoseerd via de EMV-methode (RA-concrete-E).

Verse betoneigenschappen

De betonmengelingen, gedoseerd volgens de EMV-methode, vertonen betere verse betoneigenschappen zoals de **verwerkbaarheid**, **dichtheid** en **luchtgehalte** dan de

betonmengelingen gedoseerd via de conventionele methode. Dit komt door het lagere gehalte aan poreuze mortel die de problemen veroorzaakt. Zo ligt de verwerkbaarheid 45 tot 50 % hoger bij de nieuwe methode [19]. Ten gevolge van de grotere waterabsorptie blijft de zetmaat wel merkkelijk lager dan het klassieke beton. De verse en harde dichtheid zijn zo goed als gelijk aan het klassieke beton [19]. Alleen het verschil in dichtheid tussen de residuele en de nieuwe mortel kan voor kleine verschillen hierop zorgen.

Harde betoneigenschappen

De resultaten van de **druksterkte**, onderzocht door Fathifazl et al [19], tonen geen merkwaardige verschillen tussen beide doseringsmethoden. Dit wijst op het feit dat de druksterkte hoofdzakelijk functie is van de relatieve sterkte van zijn componenten, meer dan van het totale mortelvolumen. Dit is ook de reden dat de RA-concrete hogere druksterktes hebben dan hun equivalente NA-concrete in [19].

De **buigtreksterkte** en **afschuifsterkte** werden onderzocht in [33]. De resultaten vertonen weinig verschillen tussen RA-concrete-E en de NA-concrete. Dit wijst opnieuw op het feit dat deze sterktes hoofdzakelijk functie zijn van de relatieve sterkte van zijn componenten. Dit wordt ook teruggevonden bij de resultaten van de **hechtsterkte** [33]. Deze vertonen weinig merkbare verschillen tussen de drie types betonmengelingen.

De resultaten van de **elasticiteitsmodulus**, onderzocht door Fathifazl et al [19], tonen een hoger waarde aan voor de betonmengelingen gedoseerd via de EMV-methode. In enkele gevallen zelfs hoger dan de equivalente NA-concrete. Dit is een belangrijke vooruitgang in het gebruik van gerecycleerde granulaten. Dit is namelijk de eerste gerecycleerde betonmengeling die niet resulteert in een lage elasticiteitsmodulus.

De resultaten tonen aan dat de **kruipcoëfficiënt** [23] voor RA-M het laagst is bij de RA-concrete-E. Na 245 dagen was deze zelfs voor de eerste groep 34 % lager dan de NA-concrete en 80 % lager dan de RA-concrete-C. Bij de tweede groep waren de resultaten minder uitgesproken, maar toch nog respectievelijk 4 en 20 % lager dan de NA-concrete en de RA-concrete-C. Alle factoren die invloed hebben op de kruip, behalve de betonsamenstelling, zoals w/c-factor, temperatuur, verhardingscondities en het vochtgehalte worden constant gehouden. Hieruit blijkt dat de lagere kruipcoëfficiënt bij RA-concrete-E te wijten is aan het lagere mortelgehalte t.o.v. RA-concrete-C. De lagere waarden t.o.v. de NA-concrete zijn te verklaren door het gehalte residuele mortel in de RA-concrete-C. Deze is door zijn ouderdom minder vatbaar voor kruip dan de nieuwe verse mortel.

De **krimpresultaten** [23] tonen aan dat de nieuwe methode ook op dit vlak voor een sterke verbetering zorgt. Na 224 dagen ligt de krimp 26 % lager dan de RA-concrete-C en slechts 7 % hoger dan de NA-concrete. De betonmengelingen gedoseerd worden via de EMV-methode zijn bijgevolg minder gevoelig aan krimp i.v.t. de RA-concrete-C. In [23] werd de invloed van het granulaatype onderzocht. Uit de resultaten blijkt dat het type granulaat weinig invloed heeft op zowel de kruipcoëfficiënt als op de krimp. In beide gevallen worden de verschillen verklaard door het verschil in hun residueel mortelgehalte.

De laatste eigenschap die getest is met de EMV-methode is de **duurzaamheid** [26]. Testen werden uitgevoerd om de vries-dooi weerstand, de chloride doordringing en de carbonatatie te onderzoeken. Deze eigenschappen worden verondersteld gedeeltelijk afhankelijk te zijn van de kwaliteit en kwantiteit van de mortel. Alle onderzochte monsters vertonen een goede weerstand tegen vries-dooi cyclussen. De duurzaamheidsfactor van de vries-dooi weerstand is iets hoger (2 tot 7 %) bij RA-concrete-E t.o.v. RA-concrete-C. Dit komt hoofdzakelijk door het lagere mortelvolume bij het eerste type. De chloridediffusie- en de carbonatatiecoëfficiënt van RA-concrete-E zijn van dezelfde grootorde als deze van het NA-concrete en zijn iets lager dan deze van de RA-concrete-C.

Om bovenstaande samen te vatten en te verduidelijken is de invloed van de nieuwe doseringsmethode t.o.v. de NA-concrete en de RA-concrete-C voor alle onderzochte betoneigenschappen samengevat in Tabel 31.

Tabel 31: Invloed betoneigenschappen van RA-concrete-E

Eigenschap	Invloed t.o.v. RA-concrete-C	Invloed t.o.v. NA-concrete
Slump	Hoger	Lager
Dichtheid	Iets lager	Insignificant
Druksterkte	Insignificant	Insignificant
E-modulus	Hoger	Soms zelfs hoger
Hechtsterkte	Hoger	Insignificant
Buigtreksterkte	-	insignificant
Krimp	Lager	Eens hoger en eens lager
Kruip	Veel lager	Lager
Afschuifsterkte	-	Insignificant
Duurzaamheid	Beter	Insignificant of iets minder

Algemeen kan gesteld worden dat de nieuwe methode vooral grote verbeteringen brengt op het vlak van E-modulus, krimp en kruip. Deze eigenschappen zijn hoofdzakelijk afhankelijk van het volume mortel.

4.5 Besluit

Kwalitatief gezien biedt de EMV-methode vele voordelen. Uit voorgaande blijkt dat de betonmengelingen gelijklopende resultaten vertonen voor druk-, hecht-, buigtrek- en afschuifsterkte. Een belangrijke verbetering wordt waargenomen voor de E-modulus, de krimp en de kruip. Voor de E-modulus worden zelfs soms hogere waarden bekomen dan de equivalente NA-concrete. Krimp en kruip zijn duidelijk lager dan bij betonmengelingen gedoseerd via de conventionele methode.

In de nieuwe betonmengeling zal het totale volume van mortel en granulaten bij verschillende waarden voor R telkens hetzelfde zijn. Hierdoor kunnen resultaten van verschillende onderzoeken makkelijker vergeleken worden.

Een nadeel verbonden aan deze methode is de langere voorbereiding, aangezien de RMC-waarde moet bepaald worden. Na het verpulveren van de oude betonweg kan niet onmiddellijk begonnen worden met het betonneren van de nieuwe constructie. Een tweede nadeel is de minimumwaarde van de R-verhouding. Een 100% vervanging door betonpuin is niet mogelijk bij een te groot mortelvolume van het betonpuin. Dit kan bij de klassieke methode wel.

Hoewel er enkele nadelen zijn, wegen deze niet op tegen de kwalitatieve voordelen. De EMV-methode lijkt dus de doseringsmethode voor de toekomst. Toch is het belangrijk om voorzichtig te zijn. Deze methode werd slechts enkele malen getest en telkens met dezelfde betonpuingranulaten. Meer onderzoek zal moeten uitwijzen of deze methode inderdaad voor kwalitatief betere betonmengelingen zorgt. Pas na voldoende onderzoek kunnen mogelijke toepassingen in beraad worden genomen. Dit kan misschien een idee zijn naar volgende jaren toe, om hierover een onderzoek te starten.

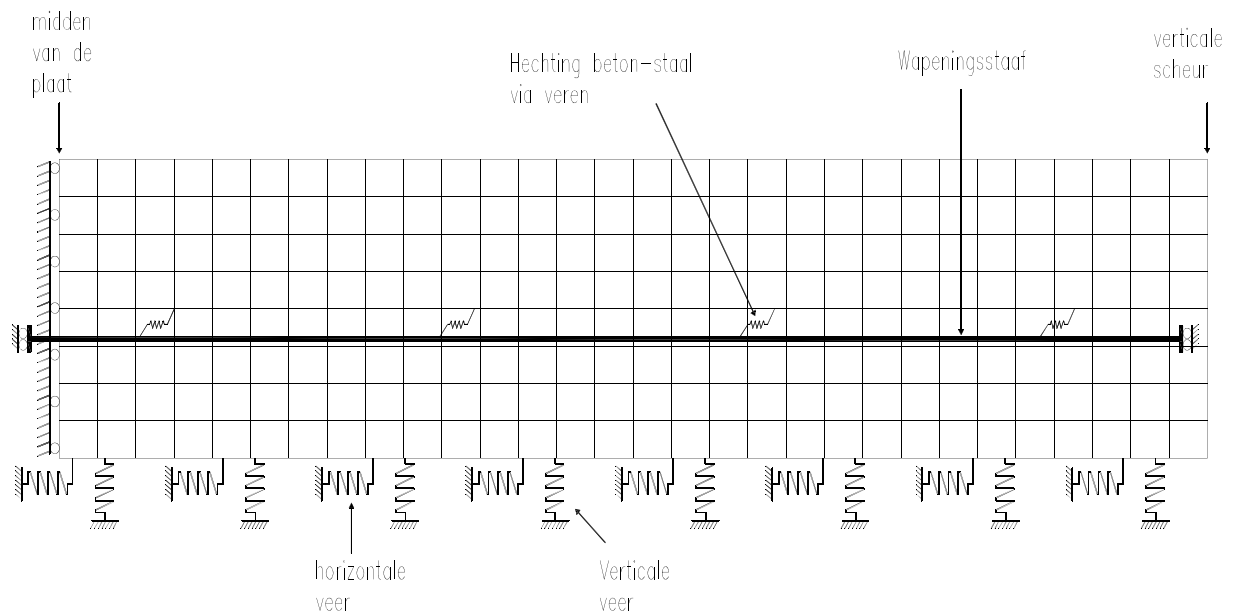
5 Numeriek model

5.1 Algemeen

Choi et al [30] stelden een numeriek model op dat de invloed van enkele parameters op horizontale scheurvorming in DGB onderzocht. In deze masterproef wordt getracht om een model te maken in het eindig elementenprogramma Samcef naar het voorbeeld van Choi et al. De opbouw van het model wordt overgenomen en vertaald naar Samcef-gerelateerde code. Het doel is om een model te maken dat het structurele gedrag van DGB voorspelt onder invloed van omgevingsfactoren. De volgende stap is het bepalen van de invloed van verschillende eigenschappen van het beton, de hoeveelheid en de ligging van de wapening enzovoort op dit gedrag.

5.2 Opbouw theoretisch model

Scheuren in beton ontstaan wanneer de spanning hoger is dan de sterkte. Het verloop van de rekken en spanningen in het beton ter hoogte van de wapeningsstaven dient nauwkeurig bepaald te worden om het mechanisme van horizontale scheurvorming te bestuderen. De grootte van de spanningen in het beton nabij de wapeningsstaaf kan bestudeerd worden via een eindig elementenmodel in 2D. Het model gebruikt voor het voorspellen van de horizontale scheuren wordt schematisch weergegeven in Figuur 17.



Figuur 17: Model voor eindig element

5.2.1 Belasting

Volgens een onderzoek uitgevoerd in Texas [30] werd de horizontale scheurvorming vastgesteld kort na de aanleg van een betonverharding in DGB. De scheuren zijn niet afkomstig van de inwerking van het verkeer, maar van omgevingsfactoren zoals temperatuur en neerslag. Het gedrag van DGB wordt nagebootst door de plaat te onderwerpen aan een temperatuursgradiënt van 30 °F over de dikte van de plaat. Dit komt overeen met een verschil van ongeveer 17 °C of K. Bovenaan de plaat wordt de temperatuur op 17 °C en onderaan op 0 °C ingesteld. In het programma Samcef wordt gekozen voor Kelvin als eenheid van temperatuur. Bijgevolg wordt de temperatuur van de plaat onderaan 273 K en bovenaan 290 K.

Het eerste gedeelte bestaat uit een thermische berekening, die rekening houdt met de temperatuursvariatie over de dikte. Bij het structurele gedeelte wordt de temperatuursvariatie vervolgens ingegeven als belasting, samen met de zwaartekracht.

5.2.2 Lengte

De lengte van het element wordt bepaald tussen twee verticale krimp-scheuren die over de volledige dikte van de plaat lopen. In die scheuren zijn de spanningen in het beton nul en neemt de staaf alles op. De enige belastingen die aangrijpen zijn de temperatuursvariatie over de dikte en de zwaartekracht. Beide types belastingen zijn symmetrisch t.o.v. het midden van een strook tussen twee krimp-scheuren, waardoor slechts de helft van een strook beschouwd wordt voor het numeriek model. De gemiddelde scheurafstand wordt door Choi et al [30] vastgelegd op 10 ft. Dit komt overeen met ongeveer 3,06 m waardoor de lengte van het element 1,53 m bedraagt. Ter vergelijking bedraagt de gemiddelde scheurafstand op de E34/N49 3,04 m voor de pechstrook en 1,75 m voor het eerste en tweede rijvak [29].

5.2.3 Hoogte

Om de resultaten beter te vergelijken, wordt de hoogte van het element gelijk genomen aan de betonplaat uit [30] en deze bedraagt 320 mm. De hoogte die in België wordt gebruikt, bedraagt volgens concept 3, die sinds 1995 wordt toegepast, 230 mm en ligt dus lager dan de gekozen hoogte. Wanneer het model op punt staat, kan de hoogte dan eens aangepast worden naar Belgisch concept.

5.2.4 Dikte

Hoewel dit een 2D-model betreft, dient een bepaalde dikte ingegeven te worden om resultaten te verkrijgen. Deze waarde wordt ingesteld op de tussenafstand van de wapeningsstaven en bedraagt 100 mm.

5.2.5 Ligging wapening

Volgens Choi et al [30] ligt de wapening in het midden van de plaat, wat neer komt op 160 mm van de bovenkant van de plaat. Volgens concept 3 zou deze op 80 mm van de bovenkant van de plaat moeten liggen. In de eerste berekeningen wordt de staaf geplaatst in het midden om de resultaten beter te kunnen vergelijken met [30].

5.2.6 Elemententypes

De betonnen plaat wordt gemodelleerd door rechthoekige cellen die met elkaar verbonden zijn. Indien gebruik wordt gemaakt van kleine cellen, zullen de resultaten nauwkeuriger zijn, maar zal de rekenduur vergroten. Een keuze wordt gemaakt waarbij nauwkeurigheid en rekenduur aanvaardbaar zijn. Voor de eerste berekening worden 30 elementen met lengte 51 mm in horizontale en 8 elementen met lengte 30 mm in verticale richting gekozen.

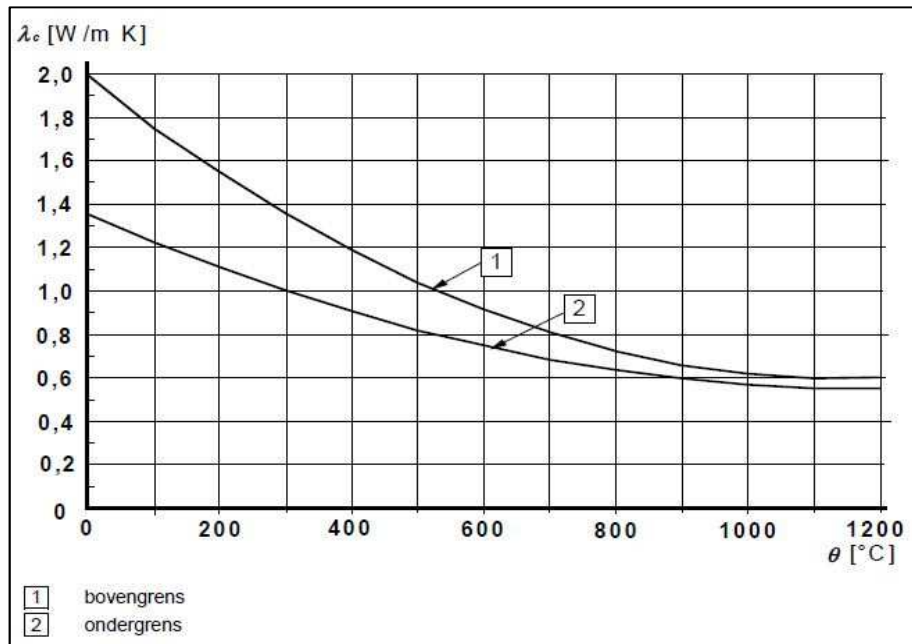
De wapeningsstaaf wordt ingegeven als een “Beam profile”, waardoor zijn inertie-eigenschappen in rekening worden gebracht. De staaf wordt gemodelleerd als een profiel met als doorsnede een cirkel met straal 10 mm.

5.2.7 Materialen

Voor het thermische gedeelte van de berekeningen worden de betonnen plaat en de stalen wapeningsstaaf ingegeven, rekening houdend met hun thermische eigenschappen:

- *Conductiviteit of warmtegeleidingscoëfficiënt*

De warmtegeleidingscoëfficiënt is een materiaalconstante die aangeeft hoe goed het materiaal warmte geleidt. De coëfficiënt van beton wordt bepaald met behulp van de norm NBN EN 1992-1-2 2005 NL (Grafiek 26). De norm legt een onder- en bovengrens vast bij een gegeven temperatuur. Aangezien de temperatuur varieert tussen 0 en 17 °C over de dikte van de plaat worden de twee grenzen bepaald bij een temperatuur van 8,5 °C. De bovengrens bedraagt 1,98 W/m.K en de ondergrens 1,35 W/m.K. Het gemiddelde van deze twee waarden wordt gehanteerd en bedraagt 1,66 W/m.K.

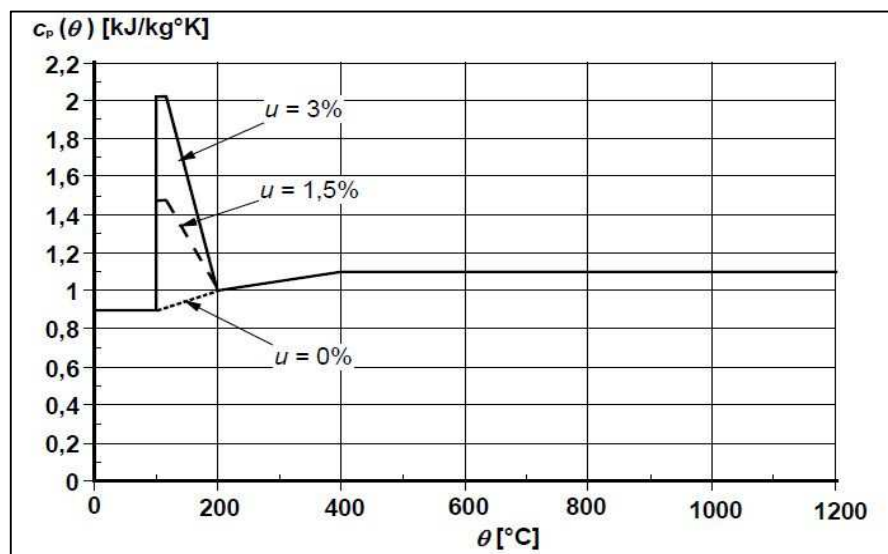


Grafiek 26: Verloop warmtegeleidingscoëfficiënt beton i.f.v. temperatuur

De warmtegeleidingscoëfficiënt van staal wordt analoog vastgelegd door de norm NBN EN 1993-1-2 en bedraagt 54 W/m.K bij een temperatuur van 8,5 °C.

- *Soortelijke warmtecapaciteit*

De soortelijke warmtecapaciteit is een grootte die de hoeveelheid warmte beschrijft die nodig is om de temperatuur van een eenheidsmaat massa met een temperatuursinterval te verhogen. De waarde van beton wordt bepaald met behulp van de norm NBN EN 1992-1-2 2005 NL (Grafiek 27). Bij een temperatuur van 8,5 °C bedraagt deze waarde 900 kJ/kg.K.



Grafiek 27: Verloop soortelijke warmte beton i.f.v. temperatuur

De soortelijke warmtecapaciteit van staal wordt analoog vastgelegd volgens de norm NBN EN 1993-1-2 en heeft bij een temperatuur van 8,5 °C een waarde van 486 kJ/kg.K.

- *Thermische emissiviteit*

De emissiviteit van een materiaal wordt bepaald door het relatieve vermogen van een object om straling uit te zenden. Het is de verhouding van de uitgezonden stralingsenergie van een bepaald materiaal ten opzichte van de uitgezonden stralingsenergie van een zwart lichaam bij dezelfde temperatuur. Een ideaal zwart lichaam zou een emissiviteit hebben gelijk aan één, terwijl een voorwerp een emissiviteit heeft kleiner dan één. Emissiviteit is een dimensieloze grootheid. Hoe matter en zwarter een materiaal, hoe dichter de emissiviteit bij één zal liggen. Hoe meer reflecterende een materiaal is, hoe lager de emissiviteit [34].

De emissiviteit voor staal ligt tussen 0,75 en 0,85 en voor beton bedraagt deze 0,94 [35]. Voor staal wordt de gemiddelde waarde van 0,80 gehanteerd.

- *Absorptiecoëfficiënt*

Absorptie betekent in deze context de hoeveelheid straling die geabsorbeerd wordt bij een gegeven golflengte. Bij niet-zwarte vlakken worden de afwijkingen ten opzichte van het gedrag van een ideaal zwarte lichaam bepaald door de geometrische structuur en de chemische samenstelling. Deze afwijkingen volgen de “wet van Kirchhoff over warmtestraling”: de emissiviteit is gelijk aan de absorptie (voor een object in thermisch evenwicht). Bijgevolg wordt de absorptiecoëfficiënt van beton en staal ingesteld op respectievelijk 0,94 en 0,80.

- *Massadichtheid*

Voor de massadichtheid van beton wordt de waarde overgenomen van het beton gebruikt op de E34/N49. De waarde wordt weergegeven in Tabel 11 en bedraagt 2409 kg/m³. Voor de massadichtheid van het staal wordt een courante waarde van 7850 kg/m³ gebruikt.

De plaat en de wapeningsstaaf worden voor het structurele gedeelte gemodelleerd als elastische materialen. Deze bezitten de volgende eigenschappen:

- *Thermische uitzettingscoëfficiënt*

De thermische uitzettingscoëfficiënt of CTE van beton is afhankelijk van zijn onderdelen en kan bijgevolg sterk variëren. Dit werd reeds aangetoond in 2.3.2. De invloed van deze parameter wordt onderzocht door het aannemen van verschillende waarden in het model.

Als startwaarde wordt de waarde gehanteerd door Choi et al [30] genomen. Deze waarde bedraagt $4.10^{-6} / ^\circ\text{F}$ en komt overeen met $7,2.10^{-6} / \text{K}$.

- *Elasticiteitsmodulus*

Net zoals de CTE, is de elasticiteitsmodulus van beton afhankelijk van de betonsamenstelling (zie 2.3.2.). De invloed op horizontale scheurvorming wordt nagegaan door verschillende waarden aan te nemen in het model. Als startwaarde wordt de waarde gehanteerd door Choi et al [30] genomen, namelijk 27 600 MPa. Ter vergelijking bedragen de gemiddelde waarden voor de elasticiteitsmodulus gevonden in het praktisch onderzoek 43 105 MPa en 32 158 MPa voor respectievelijk natuurlijk en gerecycleerd beton.

Staal heeft een elasticiteitsmodulus die benaderd een constante waarde aanneemt. Choi et al [30] hanteerde een E-modulus van 200 00 MPa. Deze waarde wordt overgenomen om verschillen tussen de resultaten te minimaliseren.

- *Coëfficiënt van Poisson*

De Poisson-factor is een materiaalconstante genoemd naar Siméon Poisson die beschrijft hoe een materiaal reageert op een trek- of drukbelasting. Het bepaalt de mate waarin het materiaal vervormt loodrecht op de richting van de belasting. Voor beton bedraagt deze waarde 0,2 en voor staal 0,3.

- *Massadichtheid*

Voor de massadichtheid van beton en staal worden dezelfde waarden gebruikt als bij de thermische berekeningen. De gehanteerde waarden voor beton en staal zijn respectievelijk 2409 kg/m^3 en 7850 kg/m^3 .

5.2.8 Randvoorwaarden

De randvoorwaarden van het eind element moeten gekozen worden zodat het structurele gedrag onder temperatuursvariatie juist voorspeld wordt. In onderstaande tekst is de x-as de horizontale en de y-as de verticale in het vlak van het element. De z-as wordt gezien als de loodrechte op het element uit het blad.

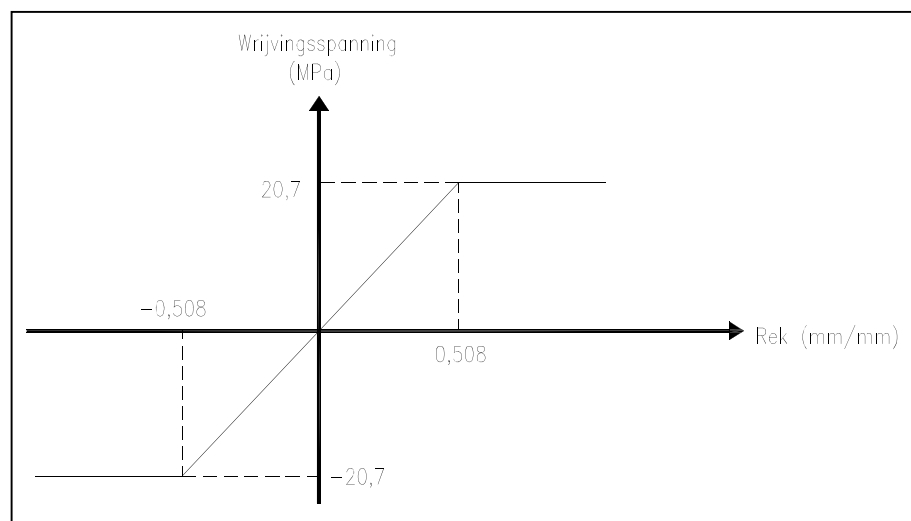
Een eerste randvoorwaarde wordt opgelegd aan het volledige betonelement. Aangezien gewerkt wordt met een 2D-model wordt de verplaatsing uit het vlak (volgens z-as) verhinderd. De rotatie om de x- en y-as zorgen voor bewegingen uit het vlak waardoor ook deze verhinderd wordt.

Ter hoogte van de verticale krimpseur worden geen bijkomende voorwaarden gesteld aan het beton. Zowel verticale en horizontale verplaatsing als rotaties om de z-as kunnen voorkomen.

De symmetrische belasting zorgt ervoor dat het gedrag links en rechts van het midden van de strook tussen twee krimpseuren gelijk is. De horizontale verplaatsing en de rotatie om de z-as bedragen in het midden nul. Alle punten van de betonnen plaat ter hoogte van het midden hebben dus enkel een verticale vrijheidsgraad.

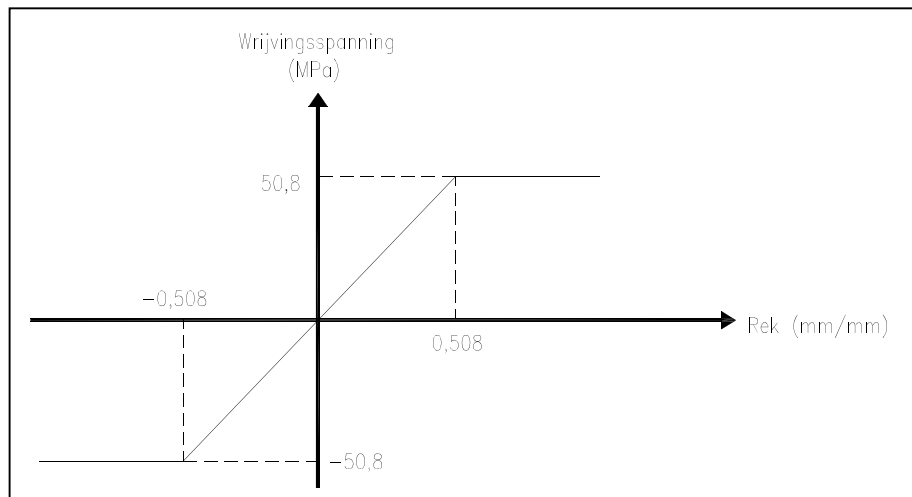
De bovenzijde van de betonplaat staat in contact met de lucht en heeft bijgevolg geen bijkomende randvoorwaarden nodig. Zowel horizontale en verticale verplaatsing als rotaties rond de z-as van de bovenste punten kunnen vrij voorkomen. De onderzijde staat in contact met de onderlaag. Dit contact zorgt voor wrijving bij horizontale verplaatsingen en wordt geïmplementeerd via horizontale veren. Het krommingseffect gecombineerd met een verticale steun wordt geïmplementeerd door verticale veren.

De stijfheden van de veren worden overgenomen uit Choi et al [30] om de resultaten beter te vergelijken. De horizontale veren hebben een stijfheid van 0,04 MPa volgens het verloop in Grafiek 28.



Grafiek 28: Horizontale veren - verloop wrijvingsspanning i.f.v. de rek (overgenomen uit [30])

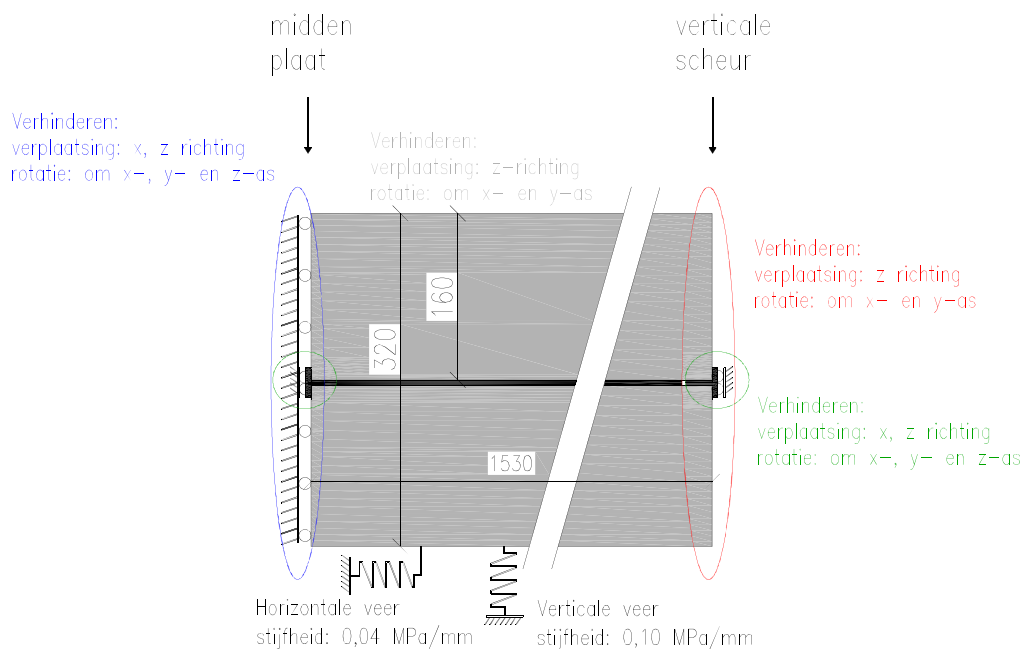
De stijfheid van de verticale veren bedraagt 0,10 MPa/mm volgens het verloop in Grafiek 29. Het verloop werd analoog aan de horizontale veren bepaald aangezien de exacte curve niet werd weergegeven in [30]. De waarde van 0,10 MPa/mm komt overeen met een beddingsconstante van een grind/zand grond [36].



Grafiek 29: Verticale veren - verloop wrijvingsspanning i.f.v. rek

De wapeningsstaaf loopt door over de scheuren. Hierdoor wordt aangenomen dat de bewegingen tegengehouden worden door het omringende beton in de volgende stroken. De horizontale verplaatsing en de rotaties worden bijgevolg vastgehouden langs beide uiteinden van de wapeningsstaaf. De enige mogelijk verplaatsing die het uiteinde kan ondergaan is volgens de y-as.

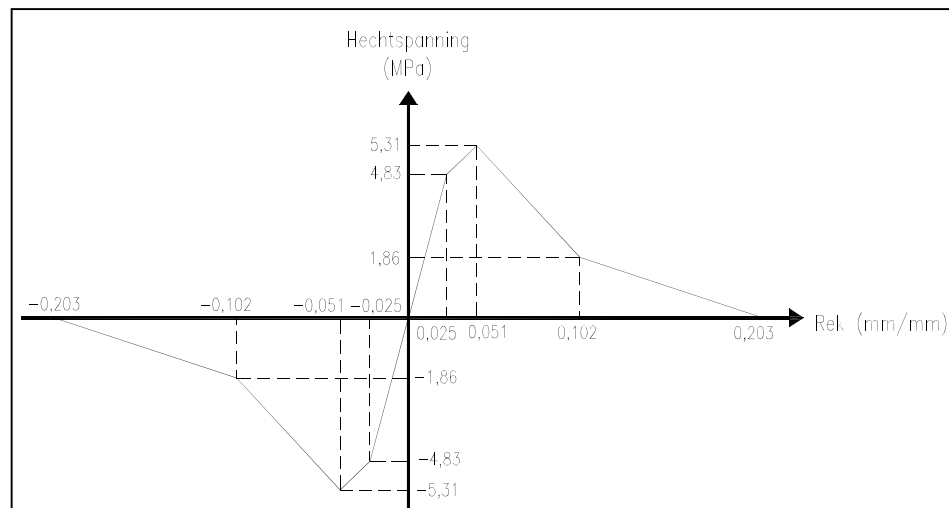
Figuur 18 schetst een samenvatting van bovenstaande randvoorwaarden.



Figuur 18: Schets met alle randvoorwaarden eindig element

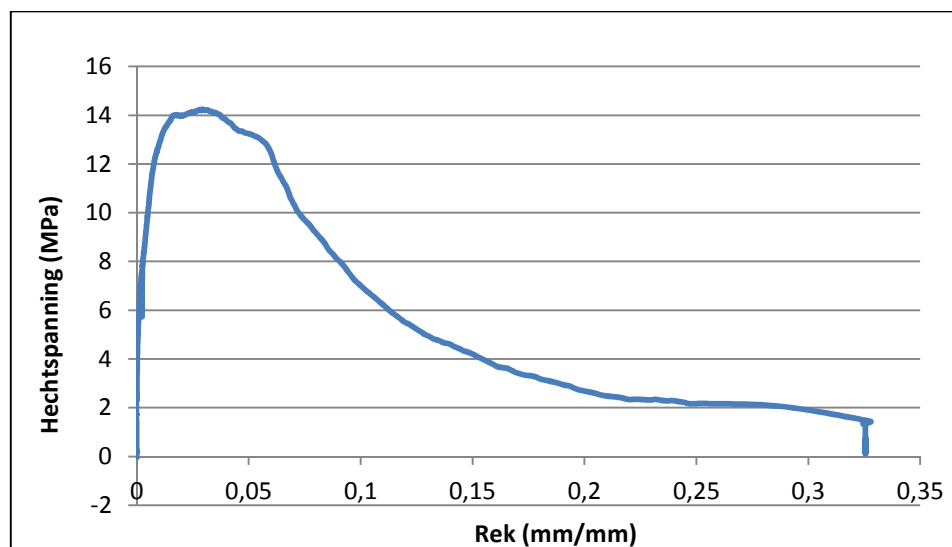
5.2.9 Hechting staal-beton

Om het gedrag tussen het beton en de wapeningsstaaf na te bootsen worden veren gebruikt. In de verticale richting moet de wapeningsstaaf de vervormingen van het omliggend beton volgen. Dit wordt geïmplementeerd via verticale veren met zeer hoge stijfheid. De stijfheid wordt voor de eerste berekeningen gelijk genomen aan 2 MPa/mm. In de horizontale richting wordt het verloop van de hechting nagebootst met veren. Het verloop van de spanning t.o.v. de rek wordt overgenomen uit [30] en is weergegeven in Grafiek 30.



Grafiek 30: Hechting staal-beton - verloop hechtspanning i.f.v. rek (overgenomen uit [30])

Dit verloop wordt vergeleken met de spanning-rek curve bekomen uit het praktisch onderzoek. Een voorbeeld van het verloop van de hechtspanning in functie van de rek van het eerste proefstuk met klassiek beton (M1-1) wordt weergegeven in Grafiek 31.



Grafiek 31: Verloop hechtspanning i.f.v. de rek van proefstuk M1-1

De vorm van beide grafieken vertoont grote overeenkomst. De drie buigpunten van Grafiek 30 worden duidelijk teruggevonden in Grafiek 31. De ligging van de piek ligt eveneens bij beide curves rond 0,05 mm/mm. De grootte van de piek is hoger bij de proefstukken uitgevoerd in het praktisch onderzoek. Dit verschil is waarschijnlijk te wijten aan het verschil in textuur van de wapeningsstaaf. In het praktisch onderzoek worden geribde staven gebruikt terwijl dit bij [30] waarschijnlijk gladde staven waren. Zoals vermeld in 2.3.2 kan de maximale hechtsterkte bij geribde staven meer dan 200 % van de waarde van gladde staven bedragen. Het verloop toont ook een langere rek bij de proefstukken van het praktisch onderzoek. Dit is enerzijds te wijten aan het feit dat in Grafiek 31 een benadering wordt gebruikt, aangezien de rek bepaald wordt door de verlenging ten opzichte van de totale hechtlengte. De hechtlengte is echter niet op elk moment gelijk aan de totale lengte waardoor de werkelijke curve iets zal afwijken. Anderzijds worden kleinere rekken gevonden bij de spanning-rek curve van gerecycleerd beton. Het eerste proefstuk van gerecycleerd beton (M2-1) heeft een maximale rek van 0,25 mm/mm. Het verschil met het verloop uit Grafiek 30 is dan klein geworden.

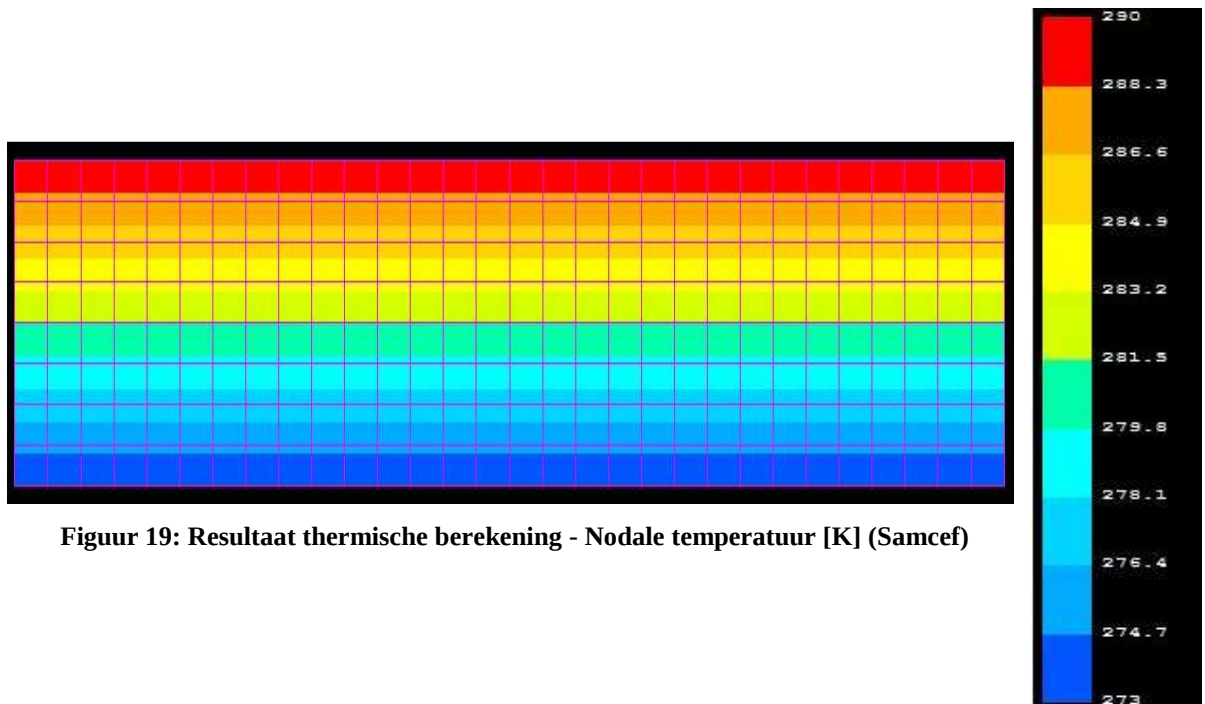
5.3 Resultaten

De berekeningen worden opgesplitst in twee delen. In het eerste deel wordt de temperatuursvariatie over de dikte van de plaat gegenereerd. Dit is de thermische berekening. Het tweede deel bestaat uit een structurele berekening waarbij de balk belast wordt met de temperatuursvariatie en de zwaartekracht.

5.3.1 Thermische berekening

In de eerste stap worden alle componenten die nodig zijn voor de thermische berekening ingeladen. Dit gebeurt met de module “Bacon” in het programma Samcef. Vervolgens zal de module “Mecano Thermal” de nodige berekeningen uitvoeren om het gedrag van balk te voorspellen. Via de module “Bacon Post” kunnen de resultaten van deze berekening bekeken en geanalyseerd worden.

Om de temperatuur in ieder punt van de balk te weten wordt het commando “Nodal temperature” opgevraagd. Het resultaat is te zien in Figuur 19. Een geleidelijke overgang van 273 K onderaan tot 290 K bovenaan kan worden opgemerkt.

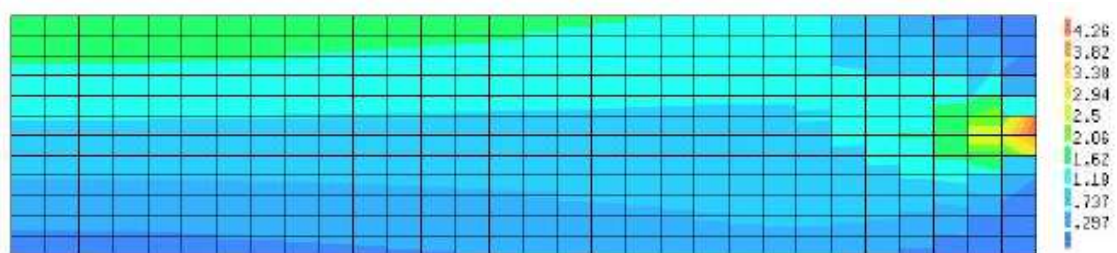


Figuur 19: Resultaat thermische berekening - Nodale temperatuur [K] (Samcef)

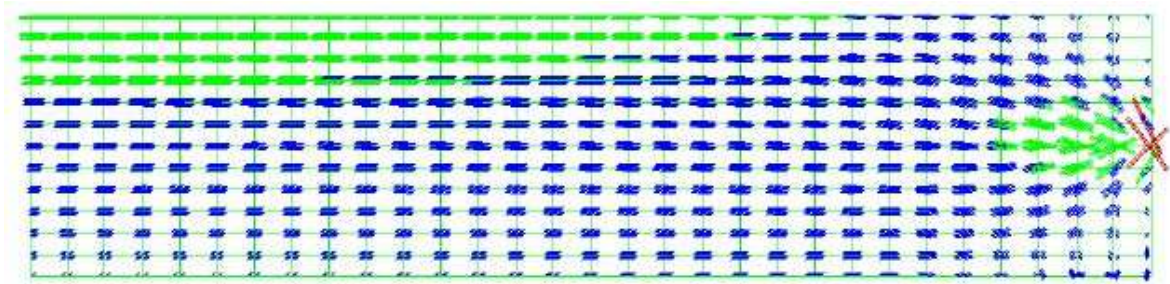
5.3.2 Structurele berekening

In deze stap worden alle componenten die nodig zijn voor de structurele berekening ingeladen. Dit gebeurt met de module “Bacon” in het programma Samcef. Vervolgens zal de module “Mecano” de nodige berekeningen uitvoeren om het gedrag van balk te voorspellen. Via de module “Bacon Post” kunnen de resultaten van deze berekening bekeken en geanalyseerd worden.

Het doel was om een numeriek model te creëren dat hetzelfde beeld geeft als hetgene opgesteld door Choi et al [30]. Vervolgens kunnen verschillende parameters worden veranderd en kan hun invloed worden bekeken. De verdeling van de hoofdspanning en de richtingsvector van de hoofdspanning volgens Choi et al [30] worden respectievelijk weergegeven in Figuur 22 en Figuur 23.

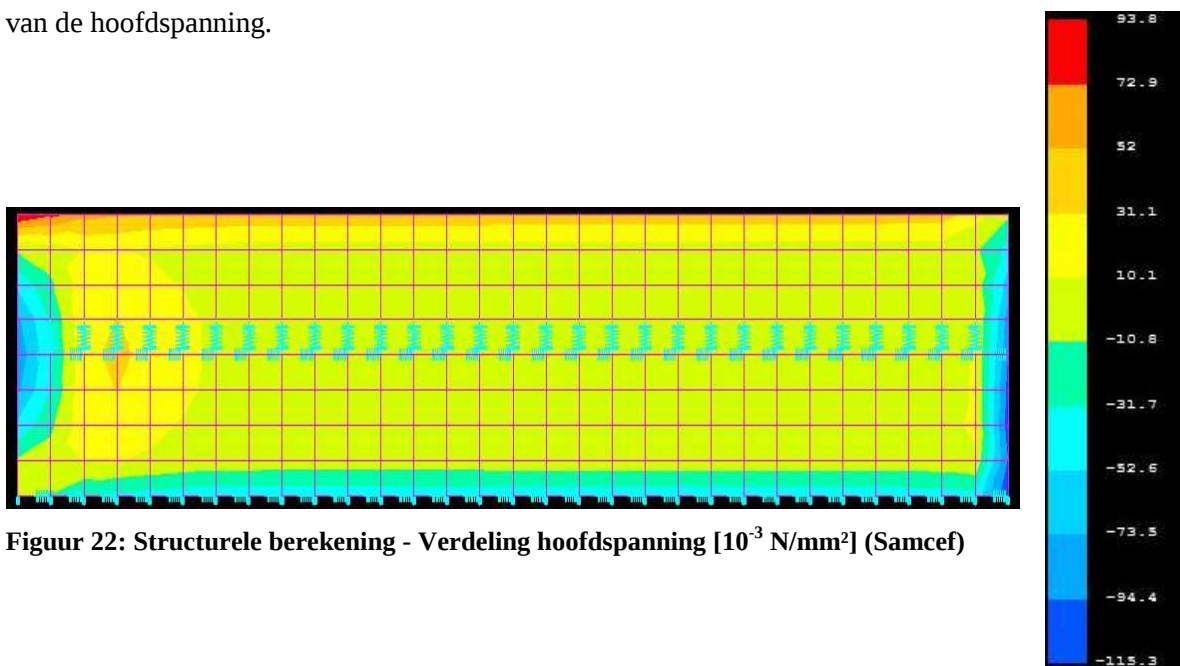


Figuur 20: Verdeling hoofdspanning [N/mm²] (overgenomen uit Choi et al [30])

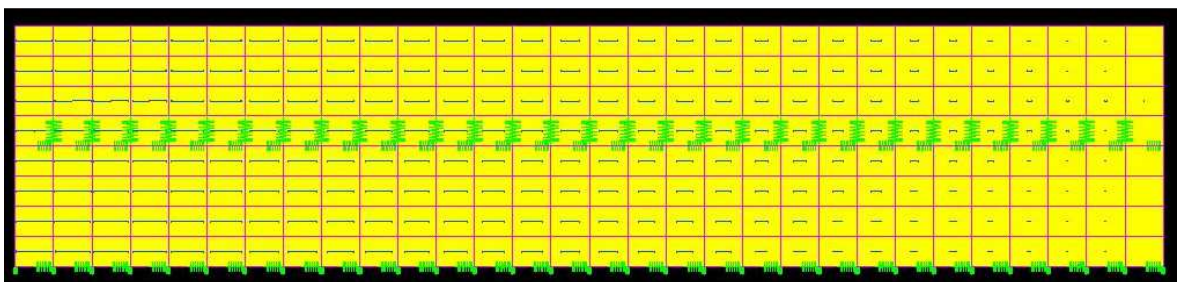


Figuur 21: Richtingsvector hoofdspanning (overgenomen uit Choi et al [30])

Indien dezelfde gegevens worden ingegeven in het model opgesteld in deze masterproef wordt Figuur 22 verkregen voor de verdeling van de hoofdspanning en Figuur 23 voor de richtingsvector van de hoofdspanning.



Figuur 22: Structurele berekening - Verdeling hoofdspanning [10^{-3} N/mm²] (Samcef)



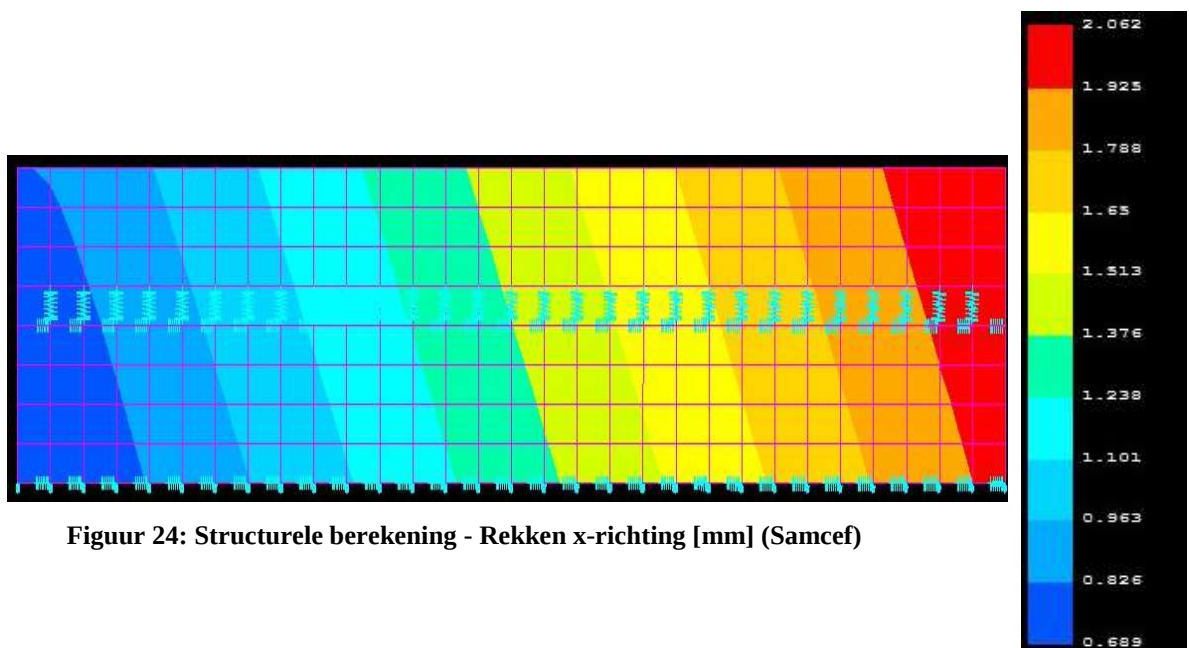
Figuur 23: Structurele berekening - Richtingsvector hoofdspanning (Samcef)

De twee modellen vertonen enkele gelijkenschappen. Zo kan worden gemerkt dat de richtingsvector van de hoofdspanning horizontaal is en naarmate hij het rechtse uiteinde nadert, afbuigt tot hij bijna verticaal komt te staan. Het zijn deze verticale spanningen die zorgen voor horizontale scheuren indien ze de treksterkte van het beton overschrijden. De verdeling van de hoofdspanning ter hoogte

van het rechtse punt is daarentegen verschillend. Bij het model uit [30] worden de spanningen ter hoogte van het rechtse punt van de staaf geleidelijk overgebracht op het beton in de x-richting. Bij het opgestelde model worden daarentegen deze spanningen in de y-richting overgebracht op het beton. Dit duidt eventueel op een te stevig contact tussen de staaf en de balk in de x-richting.

De afwijking tussen beide modellen is dus waarschijnlijk te wijten aan de gebruikte veren. Over de gebruikte veren in [30] is weinig en onduidelijke informatie beschikbaar. Zo wordt in [30] enkel vermeld dat de hechting tussen het staal en beton bepaald wordt via veren volgens het verloop in Grafiek 30. Verder wordt geen uitleg gegeven over de richting en de stijfheid van de veren.

Aangezien de afwijking waarschijnlijk te zoeken is bij het definiëren van de veren worden de vervormingen in het beton bekeken. In Figuur 24 worden de vervormingen in de x-richting weergegeven. Deze negatieve rekken bepalen de hechtsterkte tussen het staal en beton volgens het verloop van Grafiek 30. De grootste vervorming worden gezien aan het rechteruiteinde op de plaats van de krimpseur en bedraagt 0,002062 mm/mm. Dit zijn kleine rekken en liggen in het eerste stuk van Grafiek 30. Hieruit blijkt dat het voldoende is om enkel de beginrichting te weten van het hechtspanning-rek verloop. Het gebruik van veren met lineaire stijfheid zou dus even goede resultaten leveren.



Figuur 24: Structurele berekening - Rekken x-richting [mm] (Samcef)

5.4 Besluit

Het numeriek model vertoont gelijkenissen en verschillen met het model opgesteld door Choi et al [30]. De afwijkingen worden waarschijnlijk veroorzaakt door een verschillende definiëring van de veren en hun stijfheden. Het is niet interessant om het model te onderwerpen aan invloeden zoals ligging wapening, grootte van de elasticiteitsmodulus en van de thermische uitzettingscoëfficiënt aangezien het nog niet op punt staat.

In de toekomst zal dit model geoptimaliseerd moeten worden. Als eerste zal een oplossing of verklaring voor de afwijkingen ten opzichte van het model uit [30] gevonden moeten worden. Eens het model op punt staat kunnen verschillende invloeden worden getest en zullen oorzaken van de horizontale scheurvorming aan het licht komen.

6 Besluit

6.1 Conclusies

Om antwoord te bieden op de problemen vastgesteld op de E34/N49 werd uitvoerig onderzoek verricht. Uit dit onderzoek kunnen verschillende conclusies getrokken worden.

Uit de literatuurstudie en het praktisch onderzoek kan besloten worden dat het gebruik van gerecycleerd materiaal in beton een goed alternatief is voor de klassieke granulaten. Indien granulaten met hoge kwaliteit (hoge sterkte origineel beton, laag mortelgehalte, weinig onzuiverheden...) worden gebruikt, bezit het beton met gerecycleerde granulaten eigenschappen die evenwaardig zijn aan klassiek beton. Daarentegen worden soms resultaten vermeld waarbij gerecycleerd beton eigenschappen vertoont die minder goed zijn dan bij klassiek beton. De reden hiervoor ligt hoofdzakelijk bij de te lage kwaliteit van de granulaten. Het is onzeker hoe de eigenschappen van gerecycleerd beton zich zullen gedragen. Een uitgebreide bepaling van de kwaliteit van de gebruikte gerecycleerde granulaten zou deze ongewenste resultaten kunnen elimineren. Zo kan bijvoorbeeld het mortelgehalte, de originele sterkte van het beton en de waterabsorptie op voorhand bepaald worden.

De problemen die zich voordoen op de E34/N49 met betrekking tot de horizontale scheurvorming zijn volgens het gevoerde onderzoek meer te wijten aan de kwaliteit van de gebruikte granulaten op de E34/N49, eerder dan aan het gebruik van gerecycleerde granulaten in het algemeen. Hoewel de certificaten van de gebruikte granulaten in de E34/N49 vermelden dat de granulaten een hoge kwaliteit bezitten, werden geen metingen gedaan van hun originele sterkte, hun mortelgehalte of hun waterabsorptie.

Bij het gebruik van minder kwaliteitsvolle granulaten of bij een hoge w/c-factor kunnen bepaalde eigenschappen van gerecycleerd beton voor problemen zorgen.

Als eerste kan worden besloten dat wanneer de verticale spanningen ter hoogte van de wapening in DGB de treksterkte van beton overschrijdt, er scheuren ontstaan die leiden tot de vastgestelde horizontale scheurvorming op de E34/N49. Het praktisch onderzoek wees uit dat de treksterkte bij gerecycleerd beton tot 40 % lager ligt. Verschillende studies bevestigen deze bevinding. Dit zou bijgevolg een eerste oorzaak kunnen zijn die het ontstaan van de horizontale scheurvorming bepaalt. De lage treksterkte van gerecycleerd beton kan vermeden worden door een beton met

hogere sterkte te gebruiken. Dit betekent dat bij de betonsamenstelling meer cement of een lagere w/c-factor wordt gebruikt.

Twee belangrijke invloeden die de verticale spanningen rond de wapening verhogen zijn de hechtsterkte en de thermische uitzettingscoëfficiënt van beton. Volgens het praktisch onderzoek is het verschil tussen de hechtsterkte van gerecycleerd beton en van klassiek beton niet significant. Deze bevinding wordt bevestigd door de literatuur die weinig verschil merkt tussen beide types beton. Voor de thermische uitzettingscoëfficiënt worden dezelfde resultaten gevonden voor gerecycleerd en klassiek beton. Besloten kan worden dat de hechtsterkte en de thermische uitzettingscoëfficiënt geen bepalende factoren zijn voor het ontstaan van horizontale scheurvorming.

De elasticiteitsmodulus, krimp en kruip van beton zijn wel verschillend voor de twee types beton. Krimp en kruip van gerecycleerd beton ligt hoger dan klassiek beton. Deze zorgen voor grotere vervormingen, die bijgevolg zorgen voor grotere spanningen in de betonplaat. Deze bevinding heeft zeker een invloed op het ontstaan van horizontale scheurvorming. De elasticiteitsmodulus van gerecycleerd beton ligt volgens het praktisch onderzoek tot 25 % lager dan bij klassiek beton. Deze bevinding wordt bevestigd door verschillende studies. Deze verlaging heeft dus enerzijds een positieve invloed aangezien de grotere vervormingen door krimp en kruip een minder sterke stijging van de spanningen veroorzaakt. Anderzijds zorgen spanningen ten gevolge van belastingen (temperatuur, verkeer...) voor grotere vervormingen die ook kunnen leiden tot scheurvorming.

De betoneigenschappen elasticiteitsmodulus, krimp en kruip zijn voornamelijk afhankelijk van de hoeveelheid mortel in de betonsamenstelling. Hoe hoger dit volume, hoe slechter de resultaten. Dit probleem kan niet opgelost worden door betere granulaten of een lagere w/c-factor toe te passen. Een oplossing hiervoor wordt geboden door Fathifazl et al die een nieuwe doseringsmethode, de EMV- methode, voorstellen. De resultaten van hun onderzoek vertonen een verhoging van de elasticiteitsmodulus en een duidelijke verlaging van de krimp en kruip van gerecycleerd beton.

Het numeriek model vertoont gelijkenissen en verschillen met het model opgesteld door Choi et al [30]. De afwijkingen worden waarschijnlijk veroorzaakt door een verschillende definiëring van de veren en hun stijfheden. Het is niet interessant om het model te onderwerpen aan invloeden zoals ligging wapening, grootte van de elasticiteitsmodulus en van de thermische uitzettingscoëfficiënt aangezien het nog niet op punt staat.

6.2 Toekomstig onderzoek

Een eerste punt dat verder onderzocht kan worden is de EMV-methode. Deze doseringsmethode voorgesteld door Fathifazl et al. vertoont volgens de eerste resultaten sterke verbeteringen op het vlak van elasticiteitsmodulus, krimp en kruip van gerecycleerd beton. Door verder onderzoek te voeren met gerecycleerde betonmengelingen gedoseerd via de EMV-methode kan gecontroleerd worden of deze methode inderdaad voor kwalitatief betere betonmengelingen zorgt. Het moeilijkste zal het bepalen van het mortelgehalte zijn. De verschillend bestaande methoden vergen specifieke voorbereidingen. Na uitgebreid onderzoek kunnen mogelijke toepassingen in beraad worden genomen.

Aan het opgestart 2D-model zijn nog bijkomende aanpassingen nodig om dit volledig op punt te stellen. Als eerste zal een oplossing of verklaring voor de afwijkingen ten opzichte van het model uit [30] gevonden moeten worden. Eens het model op punt staat kunnen verschillende invloeden worden getest en zullen oorzaken van de horizontale scheurvorming aan het licht komen.

Referenties

1. Nixon, P.J., *Recycled concrete as an aggregate for concrete - a review*. Matériaux et Constructions, 1978. **11**(8): p. 371-378.
2. Bekoe, P.A., M. Tia, and M.J. Bergin, *Concrete Containing Recycled Concrete Aggregate for Use in Concrete Pavement*. Transportation Research Record, 2010(2164): p. 113-121.
3. Smith, J.T. and S.L. Tighe, *Recycled Concrete Aggregate Coefficient of Thermal Expansion Characterization, Variability, and Impacts on Pavement Performance*. Transportation Research Record, 2009(2113): p. 53-61.
4. Malesev, M., V. Radonjanin, and S. Marinkovic, *Recycled concrete as aggregate for structural concrete production*. Sustainability, 2010. **2**(22): p. 1204-1225.
5. Won, M.C., *Performance of continuously reinforced concrete pavement containing recycled concrete aggregate*, 2001, Texas Tech University. p. 18.
6. Anderson, K.W., J.S. Uhlmeier, and M. Russell, *Use of recycled concrete aggregate in PCCP: Literature Search*, WSDOT, Editor 2009.
7. Padmini, A.K., K. Ramamurthy, and M.S. Mathews, *Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete*. Construction and Building Materials, 2009. **23**(2): p. 829-836.
8. Xiao, J.Z. and H. Falkner, *Bond behaviour between recycled aggregate concrete and steel rebars*. Construction and Building Materials, 2007. **21**(2): p. 395-401.
9. Bai, G.L., S.H. Wu, and X.W. Li, *Invertigation of Bond-Slip Behavior between Recycled Concrete and Steel Bars under Pull-out Test*. 2nd International Conference on Waste Engineering Management, Icwem 2010, 2010. **73**: p. 628-637.
10. Yang, S., et al., *Experimental measurement of concrete thermal expansion*. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2003. **5**(13): p. 1035-1048.
11. Tabsh, S.W. and A.S. Abdelfatah, *Influence of recycled concrete aggregates on strength properties of concrete*. Construction and Building Materials, 2009. **23**(2): p. 1163-1167.
12. Tavakoli, M. and P. Soroushian, *Strengths of recycled aggregate concrete made using field-demolished concrete as aggregate*. Aci Materials Journal, 1996. **93**(2): p. 182-190.
13. de Juan, M.S. and P.A. Gutierrez, *Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate*. Construction and Building Materials, 2009. **23**(2): p. 872-877.
14. Butler, L., J.S. West, and S.L. Tighe, *The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, 2011. **41**(10): p. 1037-1049.
15. Huang, Q. and D. Wang, *Experimental study on bond-slip between steel bar and recycled aggregate concrete*. Advanced Materials Research, 2011. **250-253**(5): p. 1651-1656.
16. Gomez-Soberon, J.M.V., *Shrinkage of concrete with replacement of aggregate with recycled concrete aggregate*. Innovations in Design with Emphasis on Seismic, Wind, and Environmental Loading: Quality Control and Innovations in Materials/Hot-Weather Concreting, 2002. **209**: p. 475-495.
17. Choi, H.B. and K.I. Kang, *Bond behaviour of deformed bars embedded in RAC*. Magazine of Concrete Research, 2008. **60**(6): p. 399-410.
18. Santos, J.R., F.A. Branco, and J. de Brito, *Compressive strength, modulus of elasticity and drying shrinkage of concrete with coarse recycled concrete*. Xxx Iahs World Congress on Housing, Housing Construction: An Interdisciplinary Task, Vols 1-3, 2002: p. 1685-1691.
19. Fathifazl, G., et al., *New Mixture Proportioning Method for Concrete Made with Coarse Recycled Concrete Aggregate*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2009. **21**(10): p. 601-611.
20. Etxeberria, M., et al., *Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete*. Cement and Concrete Research, 2007. **37**(5): p. 735-742.

21. Corinaldesi, V., *Structural concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate: From investigation to design*. Advances in Civil Engineering, 2011. **2011**(6).
22. Fleury, B., *Vers un béton respectueux de l'environnement*, 2010. p. 18.
23. Fathifazl, G., et al., *Creep and drying shrinkage characteristics of concrete produced with coarse recycled concrete aggregate*. Cement & Concrete Composites, 2011. **33**(10): p. 1026-1037.
24. Mas, B., et al., *Influence of the amount of mixed recycled aggregates on the properties of concrete for non-structural use*. Construction and Building Materials, 2012. **27**(1): p. 612-622.
25. Rahal, K., *Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate*. Building and Environment, 2007. **42**(1): p. 407-415.
26. Abbas, A., et al., *Durability of recycled aggregate concrete designed with equivalent mortar volume method*. Cement & Concrete Composites, 2009. **31**(8): p. 555-563.
27. de Winne, P., A. Beeldens, and L. Rens, *Schade aan tweelaags doorgaand gewapend beton op de E34/N49*, 2011. p. 8.
28. de Winne, P. and L. Rens, *New technologies in continuously reinforced concrete pavements*. Transport Research Arena Europe, 2010(8).
29. de Winne, P., L. Rens, and F. Feys, *Crack behaviour of continuously reinforced concrete pavements*, in *Ghent University* 2011. p. 11.
30. Choi, S., S. Ha, and M.C. Won, *Horizontal cracking of continuously reinforced concrete pavement under environmental loadings*. Construction and Building Materials, 2011. **25**(11): p. 4250-4262.
31. Devree, J. *Zetmaat*. Available from: <http://www.joostdevree.nl>.
32. BV, I.A.-B. *Luchtgehaltebepaler*. Available from: <http://www.abmbv.nl/nl/>.
33. Razaqpur, A.G., et al., *How to Produce High Quality Concrete Mixes with Recycled Concrete Aggregate*. 2nd International Conference on Waste Engineering Management, Icwem 2010, 2010. **73**: p. 11-35.
34. AGIV. *Emissiviteit*. Available from: <http://www.agiv.be>.
35. Monarch, *Waarden emissiviteit*. Available from: <http://www.monarchserver.com/TableofEmissivity.pdf>
36. Devree, J., *Beddingsconstante grond*. Available from: http://www.joostdevree.nl/bouwkunde2/jpgb/beddingsconstante_3_betonverhardingen_www_tudelft.nl.pdf.
37. Belgische BetonGroepering, Brussel, *Betontechnologie*, uitgave 2006

Figuren, tabellen en grafieken

Figuren

Figuur 1: Principe pull-out proef.....	13
Figuur 2: Verloop hechtsterkte i.f.v. rek bij pull-out proef.....	14
Figuur 3: Schematische voorstelling van testapparatuur voor meten CTE (overgenomen uit [10])	19
Figuur 4: Scheurpatroon E34/N49	31
Figuur 5: Geboorde kern E34/N49 met horizontale scheur (overgenomen uit [27])	32
Figuur 6: Punch-out E34/N49 (overgenomen uit [27]).....	32
Figuur 7: Principe Kegel van Abrams (overgenomen uit [31])	37
Figuur 8: Luchtgehaltebepaler (overgenomen uit [32])	37
Figuur 9: Principe proefmethode pull-out test	39
Figuur 10: Principe buigproef	40
Figuur 11: Opstelling splijtproef voor kubusvormig proefstuk (overgenomen uit [37])	41
Figuur 12: Spanningspatroon bij de splijtproef (overgenomen uit [37]).....	41
Figuur 13: Principe proefmethode elasticiteitsmodulus.....	42
Figuur 14: Bekisting pull-out proef.....	49
Figuur 15: Voorbeelden van gevulde bekistingen (links: E-modulus en rechts: pull-out).....	50
Figuur 16: Gebroken proefstukken (links gerecycleerd beton en rechts klassiek beton).....	57
Figuur 17: Model voor eindig element.....	81
Figuur 18: Schets met alle randvoorwaarden eindig element	88
Figuur 19: Resultaat thermische berekening - Nodale temperatuur [K] (Samcef).....	91
Figuur 20: Verdeling hoofdspanning [N/mm ²] (overgenomen uit Choi et al [30])	91
Figuur 21: Richtingsvector hoofdspanning (overgenomen uit Choi et al [30])	92
Figuur 22: Structurele berekening - Verdeling hoofdspanning [10 ⁻³ N/mm ²] (Samcef).....	92
Figuur 23: Structurele berekening - Richtingsvector hoofdspanning (Samcef).....	92
Figuur 24: Structurele berekening - Rekken x-richting [mm] (Samcef).....	93

Tabellen

Tabel 1: Resultaten granulaten (overgenomen uit [14]).....	5
Tabel 2: Resultaten aanhechtend mortelgehalte (overgenomen uit [3]).....	9
Tabel 3: Consistentieklassen zetmaat.....	9
Tabel 4: Resultaten hechtsterkte (overgenomen uit [15])	16
Tabel 5: Samenvatting eigenschappen gerecycleerde granulaten	29

Tabel 6: Samenvatting eigenschappen gerecycleerd vers beton	29
Tabel 7: Samenvatting eigenschappen gerecycleerd hard beton.....	29
Tabel 8: Kenmerken van het huidige concept van DGB (overgenomen van [28])	30
Tabel 9: Proefschema fase 1	36
Tabel 10: Proefschema fase 2	36
Tabel 11: Samenstelling klassiek beton (mix nr. 1).....	43
Tabel 12: Samenstelling gerecycleerd beton (mix nr. 2)	44
Tabel 13: Eigenschappen betonmengelingen 1 en 2	47
Tabel 14: Voorbeeld voor het bepalen van de hoeveelheid beton per mengeling (fase 1 - mix nr. 1)	48
Tabel 15: Resultaten op het verse beton	50
Tabel 16: Resultaten drukproeven	51
Tabel 17: Resultaten pull-out fase 1.....	52
Tabel 18: Resultaten pull-out fase 1 en 2.....	53
Tabel 19: Variantie-onderzoek bepalen toleranties.....	54
Tabel 20: Variantie-onderzoek klassiek beton.....	55
Tabel 21: Resultaten buigtreksterkte praktisch onderzoek	56
Tabel 22: Resultaten splijttreksterkte praktisch onderzoek.....	56
Tabel 23: Resultaten treksterkte praktisch onderzoek.....	57
Tabel 24: Resultaten E-modulus klassiek beton praktisch onderzoek	58
Tabel 25: Resultaten E-modulus gerecycleerd beton praktisch onderzoek.....	59
Tabel 26: Vergelijking resultaten praktisch onderzoek en literatuur	60
Tabel 27: Eigenschappen materialen voorbeeld.....	68
Tabel 28: Eigenschappen equivalente NA-concrete	69
Tabel 29: Eigenschappen RA-concrete via EMV-methode	71
Tabel 30: Eigenschappen RA-concrete via conventionele methode	73
Tabel 31: Invloed betoneigenschappen van RA-concrete-E	79

Grafieken

Grafiek 1: Resultaten LA-Abrasion loss test (overgenomen uit [11])	6
Grafiek 2: Resultaten soundness test (overgenomen uit [11])	7
Grafiek 3: Resultaten druksterkte (grafiek aangepast uit [17])	11
Grafiek 4: Resultaten verband gemiddelde hechtsterkte - ACV (overgenomen uit [14]).....	15
Grafiek 5: Verloop E-modulus i.f.v. druksterkte (overgenomen uit [7])	18
Grafiek 6: Variatie van de CTE-waarden i.f.v. de relatieve vochtigheid (overgenomen uit [10])...	20

Grafiek 7: Resultaten CTE i.f.v. hoeveelheid RA (overgenomen uit [3]).....	21
Grafiek 8 : Verloop basiskrimp i.f.v. de tijd (overgenomen uit [16])	22
Grafiek 9: Verloop totale krimp i.f.v. de tijd (overgenomen uit [16])	23
Grafiek 10: Verloop DF i.f.v. aantal cyclussen (overgenomen uit [26]).....	27
Grafiek 11: Grafische voorstelling van samenstelling klassiek beton (Mix nr. 1) – dosering	45
Grafiek 12: Grafische voorstelling van samenstelling gerecycleerd beton (Mix nr. 2) – dosering..	45
Grafiek 13: Grafische voorstelling van samenstelling klassiek beton (Mix nr. 1) – volumes	46
Grafiek 14: Grafische voorstelling van samenstelling gerecycleerd beton (Mix nr. 2) – volumes..	46
Grafiek 15: Grafische voorstelling resultaten pull-out M1	53
Grafiek 16: Grafische voorstelling resultaten pull-out M2	54
Grafiek 17: Verloop SG i.f.v. RMC (Maple)	66
Grafiek 18: Verloop V (RA in RA-concrete) i.f.v. RMC	66
Grafiek 19: Verhoudingen equivalente NA-concrete.....	69
Grafiek 20: Verhoudingen RA-concrete	72
Grafiek 21: Vergelijking doseringsmethodes RA-concrete	73
Grafiek 22: Vergelijking mortelgehalte doseringsmethodes RA-concrete	74
Grafiek 23: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor $R = 1$	75
Grafiek 24: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor $R = 0$	75
Grafiek 25: Verloop volumes materiaal i.f.v. RMC voor $R = 0,5$	76
Grafiek 26: Verloop warmtegeleidingscoëfficiënt beton i.f.v. temperatuur	84
Grafiek 27: Verloop soortelijke warmte beton i.f.v. temperatuur	84
Grafiek 28: Horizontale veren - verloop wrijvingsspanning i.f.v. de rek (overgenomen uit [30]) ..	87
Grafiek 29: Verticale veren - verloop wrijvingsspanning i.f.v. rek	88
Grafiek 30: Hechting staal-beton - verloop hechtspanning i.f.v. rek (overgenomen uit [30])	89
Grafiek 31: Verloop hechtspanning i.f.v. de rek van proefstuk M1-1	89

