

2013•2014  
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN  
*master in de industriële wetenschappen: bouwkunde*

Masterproef  
Dimensionering en uitvoering van een waterdichte kuip

Promotor :  
Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Promotor :  
ir. arch. DIRK MEYLEMANS

Robin op 't Roodt , Kim Lavigne

*Proefschrift ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde*

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2013•2014  
Faculteit Industriële  
ingenieurswetenschappen  
*master in de industriële wetenschappen: bouwkunde*

## Masterproef

### Dimensionering en uitvoering van een waterdichte kuip

Promotor :  
Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Promotor :  
ir. arch. DIRK MEYLEMANS

Robin op 't Roodt , Kim Lavigne  
*Proefschrift ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde*

## Dankwoord

Onderzoek kunnen doen naar een actueel probleem voor een bijna afgestudeerd industrieel ingenieur bouwkunde is een kans die je met beide handen moet grijpen. Het was echter niet mogelijk om als duo volledig zelfstandig deze scriptie tot stand te brengen. Daarom zouden we graag enkele personen en instanties willen bedanken.

Als eerste persoon in onze dankbetuiging, zouden we graag ir. Arch. D. Meylemans willen vernoemen. Hij en het bedrijf Kumpen NV rijkten ons een interessant onderwerp aan waar we ons in konden verdiepen. Ook bedankt voor de case studie die we door hem hebben verkregen. Ook zijn opmerkingen bij onze voorlopige scriptie waren belangrijk voor het perfectioneren van deze masterproef.

Ten tweede aan de persoon waar we veel hulp van hebben gekregen, nl. ir. P. Baekeland. Onze interne promotor van de Universiteit Hasselt stond altijd voor ons klaar bij problemen en vragen. Zeker in de beginfase van ons eindwerk toen we niet goed wisten waar we uiteindelijk naartoe moesten en het even niet meer zagen zitten. Ook de literatuur die we van hem aangereikt kregen waren een grote hulp bij de literatuurstudie. De evaluatiemomenten met hem waren altijd zeer inspirerend en gaven ons telkens weer goede hoop dat we deze masterproef tot een goed eind zouden brengen. De commentaar die we van hem kregen nadat hij de voorlopige scriptie had doorgenomen, was voor ons een grote hulp.

Verder ook nog een dankwoord aan B. Vandoren, K. Evers en aan de Universiteit Hasselt voor de coördinatie van de masterproef. En de onderzoeksgroep CERG voor de aanpassingen en suggestief aan het abstract van deze thesis.

Tot slot nog onze dank aan onze ouders, vrienden, medestudenten en iedereen die we nog vergeten zijn en die ons gesteund hebben tijdens het gehele academiejaar!



## Abstract

### Dimensionering en uitvoering van een waterdichte kuip

*Auteurs:*

Robin OP 'T Roodt (Universiteit Hasselt)  
Kim LAVIGNE (Universiteit Hasselt)

*Promotoren:*

ir. P. Baekeland (Universiteit Hasselt)  
ir. Arch. D. Meylemans (Kumpen NV)

Trefwoorden:

- gewapend beton
- waterdichtheid
- ingegraven constructie
- uitvoeringsdetails
- scheurbeheersing

Vandaag de dag is er een grote vraag naar betonkuipen, meer bepaald naar waterdichte betonkuipen. Betonkuipen kunnen voor allerhande doeleinden worden toegepast. Zo kan dit type kuip gebruikt worden voor de aanleg van een zwembad, de opvang van regenwater of als kelder/parkeergarage. Omwille van de aanwezigheid van grondwater is het duidelijk dat het zeer belangrijk is dat deze betonkuipen waterdicht zijn.

De richtlijnen voor het ontwerpen van waterdichte kuipen zijn onduidelijk. De scriptie geeft een leidraad van het theoretisch ontwerp van waterdichte kuipen. De grootste boosdoener betreffende waterdichtheid zijn scheuren in het beton. Deze zijn helaas onvermijdelijk bij structuren in gewapend beton. Doorlopende scheuren moeten altijd vermeden worden. Tevens wordt een flowchart opgesteld om via een vast patroon de scheurwijdte te bepalen en te beperken.

Ook wordt nota gemaakt van de risicobeperkende maatregelen die moeten genomen worden tijdens de uitvoering. Dit resulteert in een checklist, betreffende voegdetaillering, betonneren in extreme weersomstandigheden, verdichting, etc. Op die manier wordt het uiteindelijke resultaat een totaalconcept van ontwerp tot uitvoering.

Het onderzoek wordt verricht aan de hand van een literatuurstudie, zodat de reeds uitgevoerde onderzoeken met elkaar kunnen worden vergeleken. Hieruit kunnen achteraf conclusies getrokken worden. Ook wordt verder onderzocht hoe bepaalde maatgevende tabellen uit de Eurocode zijn opgesteld.



## Design and construction of a waterproof excavated structure

*Authors:*

Robin OP 'T Roodt (University of Hasselt)  
Kim LAVIGNE (University of Hasselt)

*Promoters:*

ir. P. Baekeland (University of Hasselt)  
ir. Arch. D. Meylemans (Kumpen NV)

Keywords:

- reinforced concrete
- water containment
- excavated constructions
- implementation details
- crack control

Nowadays, there is a great demand for liquid retaining constructions. It can be used for all kinds of purposes. For example, it can be applied for the construction of a swimming pool, but more likely for intercepting rainwater or as a basement/garage. It is very important to obtain waterproof tubs due to the present groundwater level.

The guidelines for the design of water or liquid retaining structures are unclear. This thesis gives an overview of the theoretical design of this type of constructions. The major problem in water containment are cracks in the concrete. Unfortunately these are inevitable in reinforced concrete structures. Continuous cracks must be avoided. Moreover, a flowchart is made in order to determine a fixed pattern for both the calculation of the crack width and the limitation of these cracks.

A summary of the risk mitigation measures is also made, which must be taken into account during construction. These measures will be incorporated in a checklist, concerning joint detailing, concrete pouring in extreme weather conditions, compactions et cetera. Ultimately resulting in a conceptual scheme from design until construction.

The research is done on the basis of a literature study, in order to compare previous studies with each other. Afterwards, conclusions can be made with this information. Further research is done in order to determine if the recommended tables presented in the Eurocode are veracious.



## Lijst van afkortingen

$w_k$	Scheurwijdte
$h_w$	Waterhoogte
$t$	Wanddikte
$x_{min}$	Minimale drukzone
$Q$	Lekdebiet
$K'$	Permeabiliteitscoëfficiënt
$\eta$	Dynamische viscositeit
$\rho$	Massadichtheid
$g$	Valversnelling
$\Delta P/t$	Drukgradiënt
$L_c$	Scheurlengte
$A$	Contactoppervlak
$K$	Dynamische permeabiliteit
$RV$	Relatieve luchtvochtigheid
$f_{cm}$	Gemiddelde druksterkte
$\epsilon_{ca,0}$	Uitdrogingskrimp
HSB	Hoge sterktebeton
W/C-factor	Water-cement factor
$\epsilon_{ca}$	Autogene krimp
$\epsilon_{cs}$	Totale krimp
$\epsilon_{therm}$	Thermische krimp
$\alpha$	Thermische uitzettingscoëfficiënt
$\Delta T$	Temperatuursverschil
$A_s$	Staalsectie
$A_{ct}$	Betonsectie
$R_{ax}$	Verhinderingsfactor
$s_{rmax}$	Maximale scheurafstand
$\sigma_s$	Spanning in trekwapening
$E_s$	Elasticiteitsmodulus staal
$E_{cm}$	Elasticiteitsmodulus beton
$\varnothing$	Staafdiameter
$c$	Betondekking
$f_{yk}$	Karakteristieke staalsterkte
$m_{sd}$	Optredend moment
$m_{cr}$	Scheurmoment
$f_{ck}$	Karakteristieke kubusdruksterkte
$D_{max}$	Maximale korreldiameter
t.g.v.	Ten gevolge van
WTCB	Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf
PCC	Polymeer gemodificeerd cementbeton
PC	Polymeerbeton
PIC	Polymeer geïmpregneerd beton
$R_m$	Warmteweerstand
$\lambda$	Warmtegeleidingscoëfficiënt



## Lijst van figuren en tabellen

### Figuren

Figuur 2-1 Toelaatbare scheurwijdte voor selfhealing [5] .....	17
Figuur 2-2 Drukhoogte [7].....	18
Figuur 2-3 Zelfhelende mechanismen [15] .....	18
Figuur 2-4 Rekstrookje bij scheur in metselwerk .....	19
Figuur 2-5 Lekdebiet als functie van de scheurwijdte .....	21
Figuur 2-6 Lekdebiet als functie van de scheurlengte.....	22
Figuur 2-7 Lekdebiet als functie van de wanddikte .....	23
Figuur 3-1 Soorten krimp [16] .....	25
Figuur 3-2 Negatief effect van sedimentatie nabij wapening [16] .....	26
Figuur 3-3 Nomogram voor de bepaling van het verdampingsdebiet [16] .....	27
Figuur 3-4 Druksterkte en totale krimp [9] .....	31
Figuur 3-5 Evolutie van de tijdsafhankelijke krimpcomponenten [9].....	31
Figuur 3-6 Verhouding werkelijke en berekende krimp [18].....	32
Figuur 3-7 Scheurvorming door verhinderde vervorming bij massieve constructies [16] 33	
Figuur 3-8 Thermische krimp van grind- en kalksteenbeton [6].....	34
Figuur 3-9 Verhinderde krimp volgens langsas (1) → meest bepalend;.....	35
Figuur 3-10 Verhinderingsfactoren: algemeen [5] .....	37
Figuur 3-11 Scheuren door temperatuursgradiënt [5].....	38
Figuur 3-12 Scheurvorming door vervormingsverhindering [5].....	39
Figuur 4-1 Scheurwijdte aan het oppervlak van het beton in relatie tot de afstand tot de staaf [2] .....	41
Figuur 5-1 Scheurwijdte bij constante staaldoorsnede en verschillende tussenafstand ..	46
Figuur 5-2 Tabel 7.2N – Maximale staafdiameters voor scheurbeheersing [2].....	47
Figuur 5-3 Spanning in functie van staaloppervlak voor diameters 10 mm .....	48
Figuur 5-4 Maximale staalspanning bij gegeven scheurwijdte en staafdiameter [4] .....	54
Figuur 5-5 Richting van de scheuren bij verhinderde vervorming [14].....	56
Figuur 5-6 Scheurpatroon volgens Breugel [14] .....	56
Figuur 5-7 Verhinderingsgraad voor wanden met verschillende verhouding L/H [14] ....	57
Figuur 5-8 Verhinderingsgraden bij wandhoogte 3m.....	58
Figuur 5-9 Verhinderingsfactoren: algemeen [5] .....	59
Figuur 6-1 Doorlaatbaarheid in relatie met W/C-factor [27] .....	64
Figuur 6-2 Toelichting van de afmetingen [28] .....	65
Figuur 7-1 Detaillering gedevelde krimpvoeg [1].....	68
Figuur 7-2 Waterstop met geperforeerd stalen strekmateriaal [1].....	68
Figuur 7-3 Bitumineuze waterstop [1] .....	68
Figuur 7-4 Wand-vloer detaillering: mogelijkheid 1 [1] .....	69
Figuur 7-5 Wand-vloer detaillering: mogelijkheid 2 [1] .....	69
Figuur 7-6 (a) Elastische interne uitzettingsvoeg [1] .....	70
Figuur 7-7 Constructievoeg met dwarskrachtcapaciteit [1] .....	71
Figuur 7-8 Uitzettingsvoeg met materiaalcombinatie [1] .....	71
Figuur 7-9 Bentonietband voor het storten van beton .....	71
Figuur 7-10 Schets en praktijkbeeld van de scheurkoker.....	72
Figuur 7-11 Trillen in verschillende laagdiktes [25].....	74
Figuur 7-12 Trillen bij insluitsels [25] .....	75
Figuur 7-13 Beton storten tijdens winterperiode [19].....	79
Figuur 8-1 Spannings- rekdiagram: ongewapend vs. Vezelversterkt [25].....	82
Figuur 10-1 Funderingszolen.....	87
Figuur 10-2 Wapeningsplan en ruimtelijke inplanting van de kolommen .....	88

## Tabellen

Tabel 2-1 Waterdichtheidsklassen volgens NBN EN 1992-3 [4].....	17
Tabel 3-1 Nabehandelingstermijn [17] .....	28
Tabel 3-2 Waarden voor de uitdrogingskrimp volgens EC2 [3] .....	29
Tabel 3-3 Lineaire uitzettingscoëfficiënten van aggregaten [6] .....	34
Tabel 3-4 Verhinderingsfactoren: centraal [5] .....	38
Tabel 5-1 Vergelijkende tabel voor de staalspanning .....	54
Tabel 5-2 Vergelijkende tabel bij variabele hoogte .....	55
Tabel 5-3 Verhinderingsgraad als functie van de L/H-verhouding (Breugel) [14].....	58
Tabel 5-4 Verhinderingsgraad als functie van de L/H-verhouding (Eurocode) [5] .....	59
Tabel 7-1 Beschermingsmaatregelen [19].....	80
Tabel 7-2 Minimumtemperatuur in functie van het weertype [19].....	80

## Leeswijzer

**Hoofdstuk 2** geeft een overzicht van het eindwerk door middel van een stappenplan. Er zijn twee delen: een rekentechnische of theoretische benadering van de waterdichtheid en een uitvoeringstechnisch gedeelte.

**Hoofdstuk 3** handelt over de verschillende soorten krimp en problemen die zich voordoen bij het optreden hiervan. Er zal ook naar gepaste oplossingen gezocht worden door de impact en het optreden op voorhand te voorspellen.

De formules van scheurvorming onder constante belasting worden in **hoofdstuk 4** opgelijst.

Onderzoek naar de efficiëntie van de veel gebruikte wapeningsnetten inzake waterdichtheid zal in het eerste deel van **hoofdstuk 5** worden toegelicht. Verder zal in dit hoofdstuk nog de betrouwbaarheid van tabel 7.2N uit Eurocode 2 worden nagekeken en tot slot nog de invloed van de mootlengte.

In **hoofdstukken 6 tot 9** worden de belangrijkste invloedsfactoren, risico's; maatregelen en nabehandelingstechnieken wat betreft de waterdichtheid beschreven.

**Hoofdstuk 10** is een vergelijkende studie tussen een oude en een nieuwe berekeningsmethode, Breugel versus de Eurocode.

Tenslotte wordt in **hoofdstuk 11** een checklist weergegeven waarmee kan worden nagekeken of een ontwerp en uitvoering heeft voldaan aan de eisen die deze scriptie voorop stelt.



## Inhoud

Inleiding .....	13
1 Flowchart .....	15
2 Waterdichtheid .....	17
2.1 Waterdichtheidsklassen .....	17
2.2 Selfhealing .....	18
2.2.1 Scheurwijdte meten.....	19
2.3 Meetmethodes .....	19
2.3.1 Lekdebiet gescheurde sectie .....	19
2.3.2 Lekdebiet ongescheurde secties .....	24
3 Krimp bij jong beton .....	25
3.1 Sedimentatie .....	25
3.2 Plastische krimp.....	26
3.3 Uitdrogingskrimp.....	28
3.4 Chemische of autogene krimp .....	30
3.5 Temperatuurkrimp .....	32
3.5.1 Verhinderde vervorming door temperatuurkrimp .....	35
3.5.2 Scheurwijdte door temperatuursgradient .....	38
4 Scheurwijdte bij constante belasting.....	41
5 Onderzoek .....	43
5.1 Wapening en scheurwijdte .....	43
5.1.1 Conclusie.....	46
5.2 Beperking van de staalspanning .....	47
5.2.1 Staafdiameter.....	47
5.2.2 Conclusie .....	55
5.3 Invloed van de mootlengte .....	56
5.3.1 Conclusie.....	60
5.3.2 Cijfervoorbeeld .....	62
6 Betontechnologie .....	63
6.1 Keuze betonkwaliteit.....	63
6.2 Water-cementfactor.....	63
6.3 Cement.....	64
6.4 Korreldiameter $D_{max}$ .....	65
7 Risico's bij de uitvoering .....	67
7.1 Voegen .....	67
7.1.1 Statische maatregelen .....	67
7.1.2 Dynamische maatregelen .....	71
7.1.3 Gebruik van scheurprofielen .....	72

7.2	Beton storten .....	72
7.3	Poreus beton .....	73
7.3.1	Trilnaalden .....	73
7.3.2	Bekistingstriller .....	75
7.3.3	Oppervlaktetriller .....	75
7.3.4	Verdichten door schokken .....	75
7.4	Weerstomstandigheden.....	76
7.4.1	Warm of droog weer .....	76
7.4.2	Koud weer.....	79
7.4.3	Regenweer .....	80
8	Scheur beperkende Maatregelen .....	81
8.1	Polymeren.....	81
8.2	Kunststofvezels in het beton .....	81
8.3	Gebruik maken van een krimparm betonmengsel.....	82
8.4	Langer wachten met ontkisten .....	82
8.5	Gebruik van een houten bekisting.....	83
9	Nabehandelingstechnieken .....	85
9.1	Injecteren .....	85
9.1.1	Het hogedruk injectiesysteem .....	85
9.1.2	Het lagedruk injectiesysteem .....	85
9.2	Oppervlaktebehandeling .....	86
10	Case study .....	87
10.1	Uitdrogingskrimp.....	89
10.2	Wapening.....	89
10.3	Scheurvorming volgens NEN EN 1992-1-1 (Breugel).....	90
10.4	Scheurvorming volgens NBN EN 1992-3 .....	91
10.5	Conclusie .....	93
11	Checklist.....	95
11.1	Ontwerp .....	95
11.2	Uitvoering .....	96
12	Besluit.....	99
13	Referenties.....	101

## Inleiding

De waterdichtheid van een ondergrondse structuur is iets wat vele aannemers tijd en geld kost. Vaak wordt door de architect en bouwheer ge-eist voor volledige waterdichtheid. Dit leidt tot hoge herstelkosten en opzoekwerk waar de infiltratie zich situeert. Het is dan ook van essentieel belang dat men weet welke factoren de oorzaak zijn van een falende waterdichte vloer of wand.

De poreusheid van het beton is een beïnvloedende factor voor dit probleem. Maar zoals we zullen aantonen in hoofdstuk 2.2.2, zullen doorlopende scheuren in het beton de grote boosdoeners zijn. Deze zijn helaas onvermijdelijk bij structuren in gewapend beton. Doorlopende scheuren moeten ten allen tijden vermeden worden.

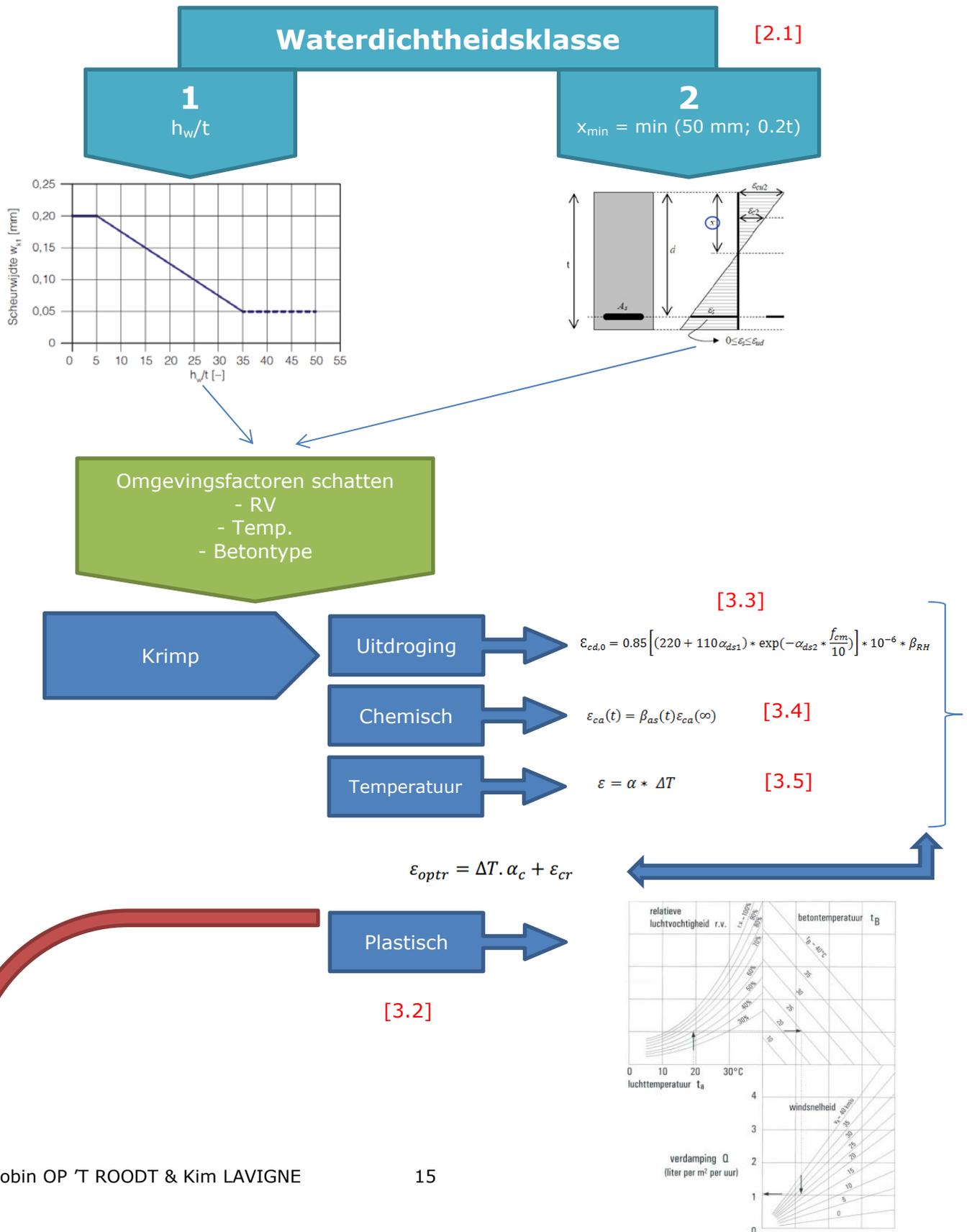
Deze scriptie zal dus de waterdichtheid van een ingegraven betonnen structuur vooral benaderen via de scheurvorming. Er zullen richtlijnen worden gegeven en risico beperkende factoren zullen worden aangereikt.

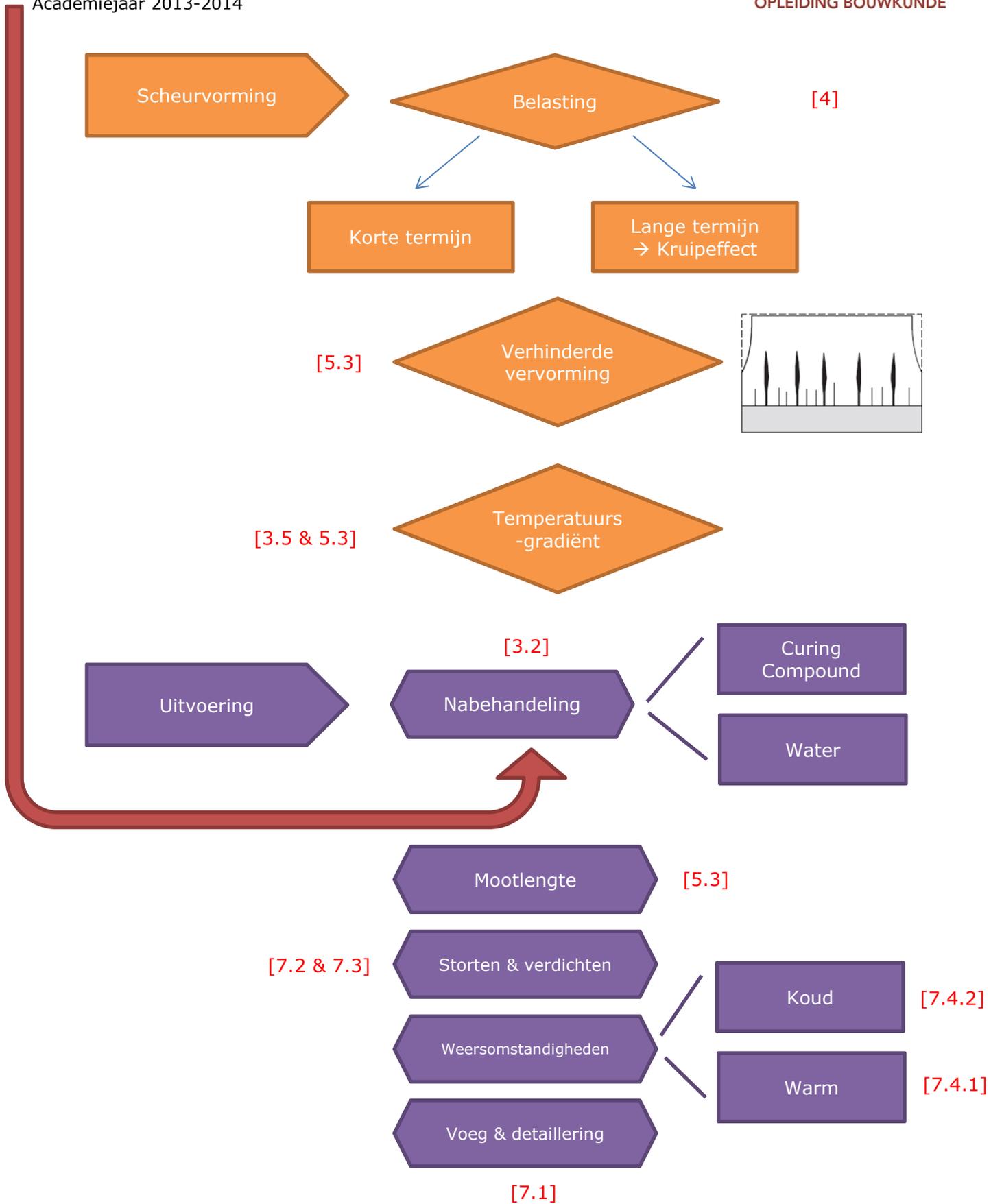
Met een juiste voorspelling van waar en wanneer de scheur zal optreden, kan men gaan nadenken over hoe men de vloeistof de doorgang zal beletten om een "droog" eindresultaat te bekomen. Droog tussen aanhalingstekens, want zoals verder zal worden toegelicht bestaat een volledig droge uitvoering niet.



## 1 Flowchart

Om ervoor te zorgen dat een ingegraven constructie waterdicht wordt uitgevoerd, dient volgend stappenplan gevolgd worden voor de berekening en de uitvoering. Elke stap wordt toegelicht in volgende scriptie. Tussen haakjes staan de hoofdstukken vermeld.





# 1 Waterdichtheid

## 1.1 Waterdichtheidsklassen

Alvorens te starten naar het onderzoek over hoe een waterdichte kuip moet worden gecreëerd, is het belangrijk om te weten wat er nu precies wordt bedoeld met het begrip waterdichtheid.

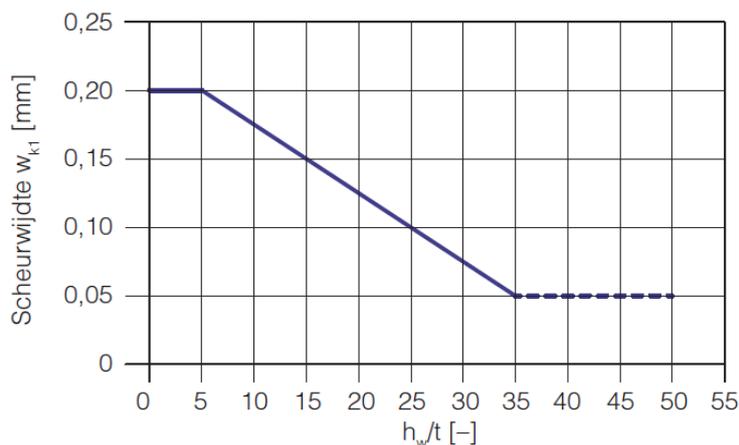
“Eurocode 2 – Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 3: Constructies voor keren en opslaan van stoffen (NBN EN 1992-3)” geeft in onderstaande tabel de verschillende categorieën weer inzake waterdichtheid.

Waterdichtheidsklasse	Eisen met betrekking tot lekkage
0	Een zeker lekdebiet is toelaatbaar of de lekkage van vloeistof heeft geen gevolgen.
1	Lekkage moet beperkt worden tot een klein lekdebiet. Enkele oppervlakkige vochtplekken zijn toelaatbaar.
2	Minimaal lekdebiet. Vochtplekken doen geen afbreuk aan het uitzicht.
3	Geen lekdebiet toelaatbaar.

Tabel 1-1 Waterdichtheidsklassen volgens NBN EN 1992-3 [4]

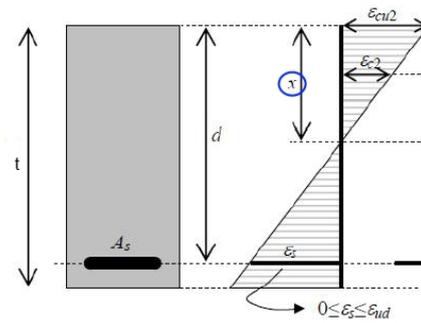
Met **klasse 0** worden de klassieke berekeningen bedoeld via NBN EN 1992-1-1. Deze klasse wordt echter buiten beschouwing gelaten in het verdere verloop van deze thesis.

Voor **klasse 1** wordt een beperking van de scheurwijdte opgelegd bij de scheuren die over de volledige dikte van het element doorlopen ( $w_{k1}$ ). Door deze opgelegde beperking streeft men naar een zelfhelend effect op langere termijn (zie paragraaf 2.1). De maximale scheurwijdte, waarbij selfhealing nog net kan, is afhankelijk van de verhouding tussen de waterhoogte ( $h_w$ ) en de wanddikte ( $t$ ). Onderstaande figuur geeft deze relatie weer.



Figuur 1-1 Toelaatbare scheurwijdte voor selfhealing [5]

Doorlopende scheuren moeten worden vermeden in **klasse 2**, tenzij er maatregelen worden genomen zoals in paragraaf 7.1 zal worden besproken. Hier moet echter een drukzone ( $x_{\min}$ ) aanwezig zijn die groter of gelijk zijn aan het minimum van 50 mm en  $0,2t$ . In de drukzone kunnen geen scheuren ontstaan ten gevolge van de uitwendige belasting. Door de drukzone voldoende groot te nemen vormt dit dus een barrière, wat de waterdoordringing bemoeilijkt.



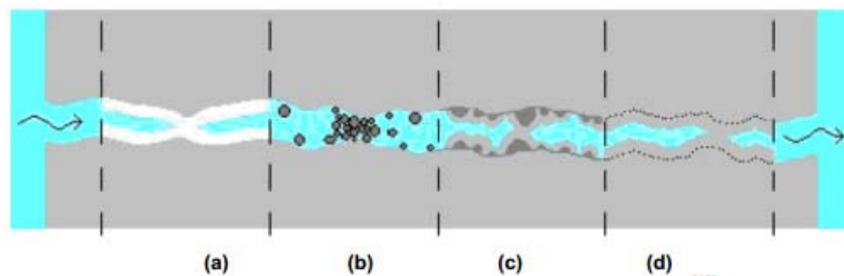
Figuur 1-2 Drukhoogte [7]

Bij **waterdichtheidsklasse 3** moeten er speciale maatregelen worden genomen zoals coating of voorspanning. Dit beantwoordt echter niet aan de vraag die vanuit het bedrijf Kumpen NV wordt gesteld. Vanwege het prijskaartje is het aangewezen om deze nabehandelingstechnieken vanuit een goed ontwerp te vermijden. Hoofdstuk 8 geeft wel nog kort weer welke technieken er voor handen zijn.

## 1.2 Selfhealing

Bij figuur 2-3 kwam het begrip selfhealing ter sprake. Indien de scheurwijdte een bepaalde waarde niet overschrijdt, is het mogelijk dat de scheuren uit zichzelf dicht zullen gaan. Volgende mechanismen zijn hiervoor verantwoordelijk:

- Kristallisatie van calciumcarbonaat [Figuur 1-3 (a)]
- Losse deeltjes zorgen voor een blokkage [Figuur 1-3 (b)]
- Verderzetting van de hydratatiereactie van het nog niet gehydrateerde cement aan het oppervlak van de delen gescheiden door de scheur [Figuur 1-3 (c)]
- Vernauwing door de expansie van cementsteen [Figuur 1-3 (d)]



Figuur 1-3 Zelfhelende mechanismen [15]

Uit verschillende experimenten is gebleken dat een scheur kleiner dan 0.1 mm na enkele uren reeds gedicht is. Licht de scheurwijdte tussen 0.1 en 0.2 mm, dan kan deze op enkele dagen via selfhealing zijn verdicht. Worden de scheuren groter, zal het zelfhelende effect nooit optreden.

### 1.2.1 Scheurwijdte meten

Er zijn verschillende hulpmiddelen om de scheurwijdte aan het oppervlak te meten. Omdat een wand of vloer meestal een groot oppervlak heeft, is het echter moeilijk om één duidelijke waarde vast te leggen die de toetsing met de vooropgestelde grenswaarde mogelijk maakt. Er moet na een bepaald aantal metingen statistiek toegepast worden om een gemiddelde waarde te verkrijgen

Een eerste mogelijkheid is het gebruik van rekstrookjes. Dergelijke strookjes worden aan weerszijden van een scheur bevestigd. Aan de hand van de ijkingsen kan op vaste tijdstippen de scheurwijdte worden afgelezen. Indien dit nauwkeurig bijgehouden wordt, kan men besluiten of de scheur actief is geweest. Zowel in het geval van zelfhealing, als in het geval van een verwijding van de scheur.



**Figuur 1-4** Rekstrookje bij scheur in metselwerk

Met een scheurbreedtemeter of een gegradeerd vergrootglas, kunnen ogenblikkelijke scheuren worden opgemeten.

Er zijn echter enkele problemen met dergelijke methodes.

- Er wordt enkel aan de oppervlakte gemeten. Men kan dus, indien er nog geen lek is, niet inschatten of de scheur daadwerkelijk doorloopt over de gehele structuur. Indien de scheur wel doorloopt, is het ook mogelijk dat deze nog intern verbreedt.
- Er is een invloed van de relatieve vochtigheid en de temperatuur
- Door statistische methoden is de objectiviteit en precisie niet gegarandeerd.

## 1.3 Meetmethodes

### 1.3.1 Lekdebiet gescheurde sectie

Deze paragraaf handelt over de evaluatiemethodes van de waterdichtheid. De beschrijving uit Tabel 2-1 is nogal abstract en niet meteen toetsbaar. Met andere woorden: hoe kan men beoordelen of een gevraagde klasse 2 uitvoering, ook werkelijk voldoet aan de voorwaarden?

Scheurwijdtes zijn meetbaar, maar bepalen of de scheuren over de volledige dikte doorlopen is veel moeilijker. Dit kan bepaald worden door het lekdebiet op te meten. De formule van Poiseuille die afgeleid is van de wet van Darcy kan hiervoor gebruikt worden. Door de verschillende parameters te laten variëren, kan bepaald worden welke de meest invloedrijke parameter is.

Wet van Darcy voor de stroming van een vloeistof:

$$Q = K \cdot A \cdot i$$

Met  $K$  de dynamische permeabiliteit in m/s en  $i$  het verhang. Het verhang is de verhouding van de waterhoogte op de wandhoogte. De dynamische permeabiliteit is afhankelijk van de massadichtheid van de vloeistof, de valversnelling, de viscositeit en de intrinsieke permeabiliteit. Substitutie van voorgaande grootheden, geeft het volgende:

$$Q = \frac{k\rho g}{\eta} \cdot A \cdot \frac{\Delta P}{t}$$

Vervolgens zullen volgende substituties worden uitgevoerd

$$A = L_c \cdot w_{eff}$$

$$k = K' \cdot w_{eff}^2$$

$K'$  houdt rekening met een eventueel zelfherstel van de scheur. Hieruit volgt dan de uiteindelijke vergelijking, namelijk de wet van Poiseuille

$$Q = \frac{K'}{\eta} \cdot w_{eff}^3 \cdot L_c \cdot \rho \cdot g \cdot \frac{\Delta P}{t} \quad (2.1)$$

Opmerking: formule 2.1 is niet meer betrouwbaar voor waarden van scheurwijdtes minder dan 0,1 mm.

Volgende waarden worden tijdens de vergelijking voortdurend constant gehouden:

- Permeabiliteitscoëfficiënt:  $K' = \frac{1}{50}$
- Dynamische viscositeit van water:  $\eta = 1 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$
- Massadichtheid van water:  $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Valversnelling (zwaartekracht):  $g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$
- $\Delta P/t$  is de drukgradiënt, waarmee de verhouding van de waterhoogte op de wanddikte wordt bedoeld.

In de volgende paragrafen wordt telkens één parameter (scheurwijdte, scheurlengte en wanddikte) als variabel beschouwd, zodat er een verband volgt met het debiet.

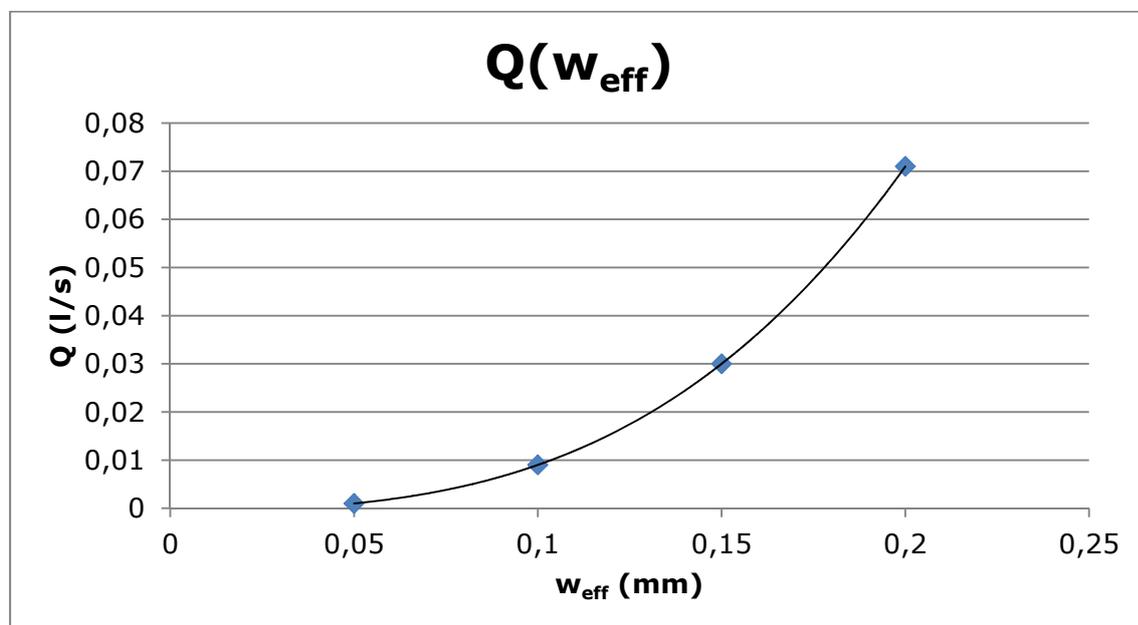
### 1.3.1.1 Variabele scheurwijdte

De volgende parameters worden als constant beschouwd:

- Scheurlengte:  $L_c = 3 \text{ m}$
- Waterhoogte:  $\Delta P = 3 \text{ m}$
- Wanddikte:  $t = 0.2 \text{ m}$

Na berekeningen in MathCAD worden volgende resultaten bekomen:

$w_{\text{eff}}$ (mm)	Q (l/s)
0,2	0,071
0,15	0,03
0,1	0,009
0,05	0,001



**Figuur 1-5 Lekdebiet als functie van de scheurwijdte**

Het debiet stijgt volgens een derdegraadsfunctie naarmate de scheurwijdte toeneemt op figuur 2-5. De scheurwijdte is met andere woorden zeer bepalend bij het droog houden van ingegraven constructies.

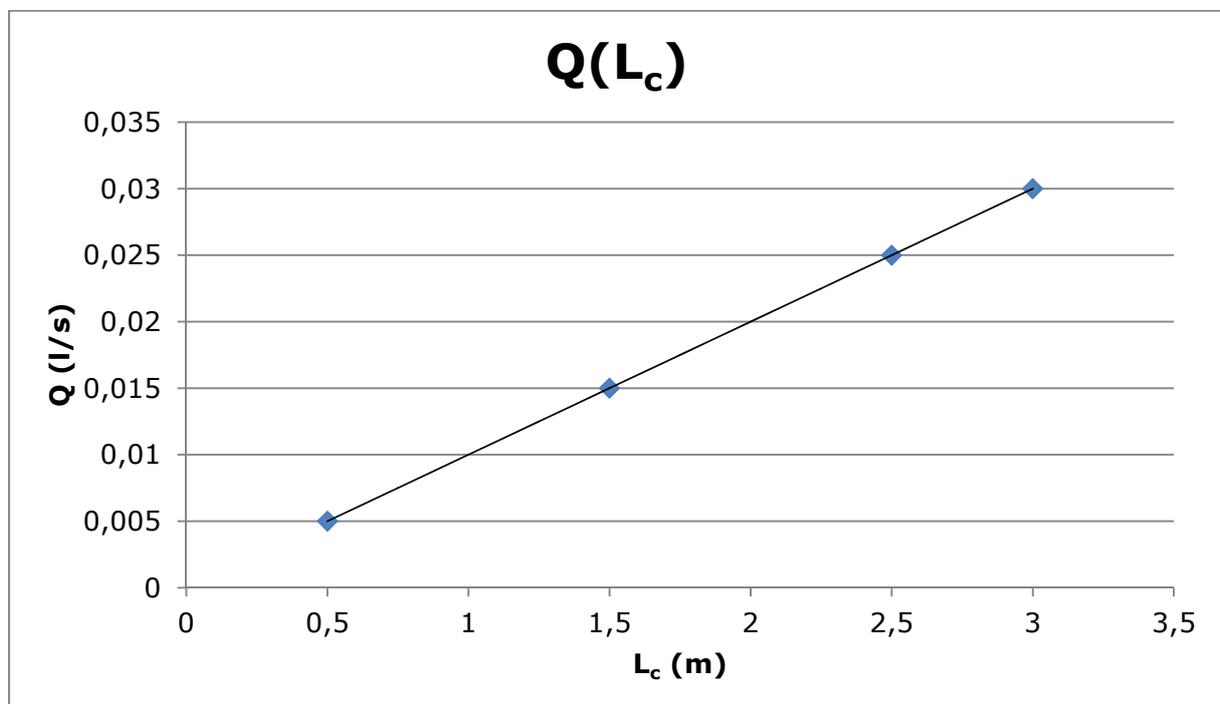
### 1.3.1.2 Variabele scheurlengte

De volgende parameters worden als constant beschouwd:

- Scheurwijdte:  $w_{eff} = 0.15 \cdot 10^{-3} m$
- Waterhoogte:  $\Delta P = 3 m$
- Wanddikte:  $t = 0.2 m$

Na berekeningen in MathCAD worden volgende resultaten bekomen:

$L_c$ (mm)	Q (l/s)
0,5	0,005
1,5	0,015
2,5	0,025
3	0,03



Figuur 1-6 Lekdebiet als functie van de scheurlengte

Uit de formule 2.1 blijkt dat er een lineair verband is tussen de scheurlengte en het lekdebiet. Door de scheuren te beperken in lengte bekomt men dus een lager debiet zoals grafisch weergegeven op figuur 2-6. Het beperken van de lengte is echter niet de voornaamste maatregel als dit wordt vergeleken met het beperken van de scheurwijdte.

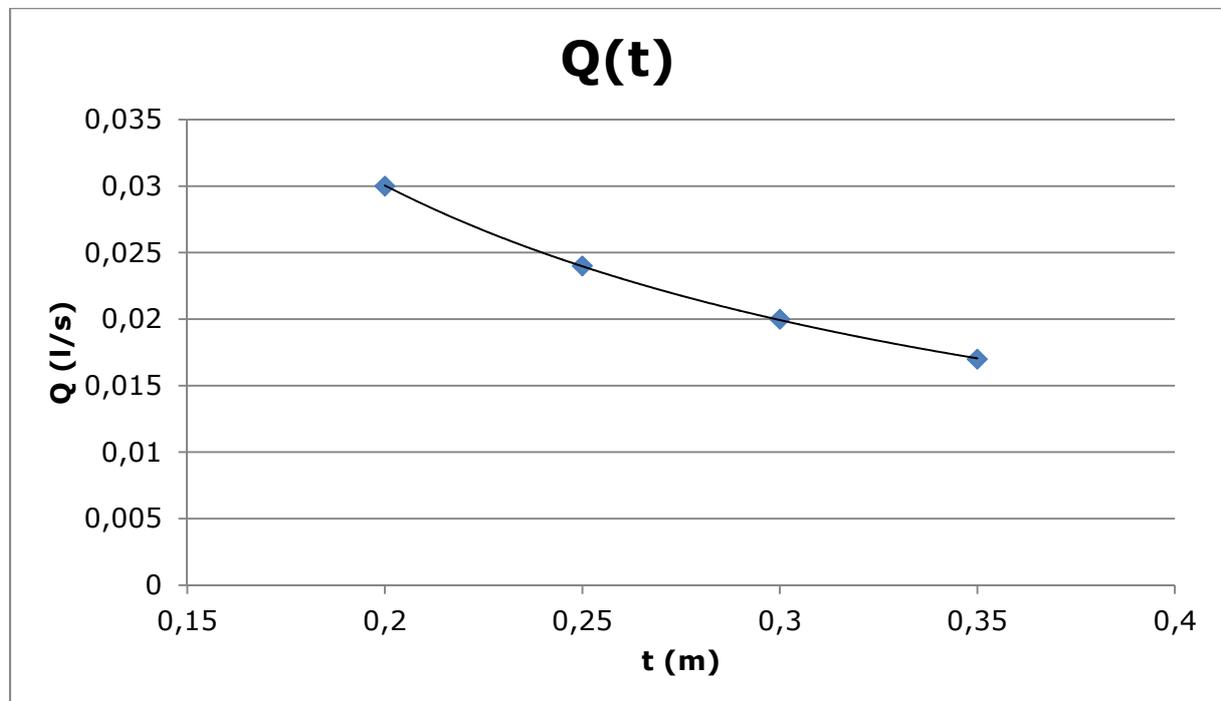
### 1.3.1.3 Variabele wanddikte

De volgende parameters worden als constant beschouwd:

- Scheurwijdte:  $w_{eff} = 0.15 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
- Waterhoogte:  $\Delta P = 3 \text{ m}$
- Scheurlengte:  $L_c = 3 \text{ m}$

Na berekeningen in MathCAD worden volgende resultaten bekomen:

t (m)	Q (l/s)
0,2	0,03
0,25	0,024
0,3	0,02
0,35	0,017



Figuur 1-7 Lekdebit als functie van de wanddikte

De functie op figuur 2-7 is van de vorm  $y=1/x$ . Het is dus effectiever om de wanddikte te verhogen, dan ervoor te zorgen dat de lengte van de scheur wordt beperkt. Om naar klasse 2 toe te gaan, zal echter de wanddikte moeten toenemen om de minimale betondrukhoogte te bereiken.

#### Conclusie

Het lekdebit is evenredig met de derde macht van de scheurwijdte, evenredig met de scheurlengte en omgekeerd evenredig met de dikte van de wand/plaat.

De drie onderzochte factoren samen optimaliseren geeft natuurlijk de meest ideale oplossing, maar is vaak kostelijk en moet dus worden afgewogen. Zoals in de inleiding van deze scriptie al werd vermeld, zal wat volgt zich vooral toespitsen op de scheurwijdte. Bovenstaande resultaten geven een verantwoording van deze keuze.

### 1.3.2 Lekdebiet ongescheurde secties

Ook ongescheurde structuren kunnen vloeistoffen doorlaten. Hierbij speelt de permeabiliteit een belangrijke rol. Dit is de onderlinge connectie tussen de poriën. Voor de berekening van de doorlatendheid moet beroep worden gedaan op de wet van Darcy. Volgende parameters beïnvloeden het doorstroomdebiet:

$$Q_{ongescheurd} = \frac{A \cdot \Delta P}{t} \cdot K \quad (2.2)$$

Met:

- Contactoppervlak:  $A = L_c \cdot 1 \text{ (m}^2\text{)}$
- Dynamische permeabiliteit:  $\kappa \text{ (m/s)}$ 
  - Voor beton  $10^{-14} \text{ m/s}$
  - Voor klei  $10^{-9} \text{ m/s}$

Invullen van deze parameters met  $L_c = 3 \text{ m}$  &  $\Delta P = 3 \text{ m}$  &  $t = 0.2 \text{ m}$  geeft:

- Voor beton

$$Q_{ongesch} = 45 \cdot 10^{-14} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{ongesch} = 3.9 \cdot 10^{-5} \text{ l/dag}$$

- Voor klei

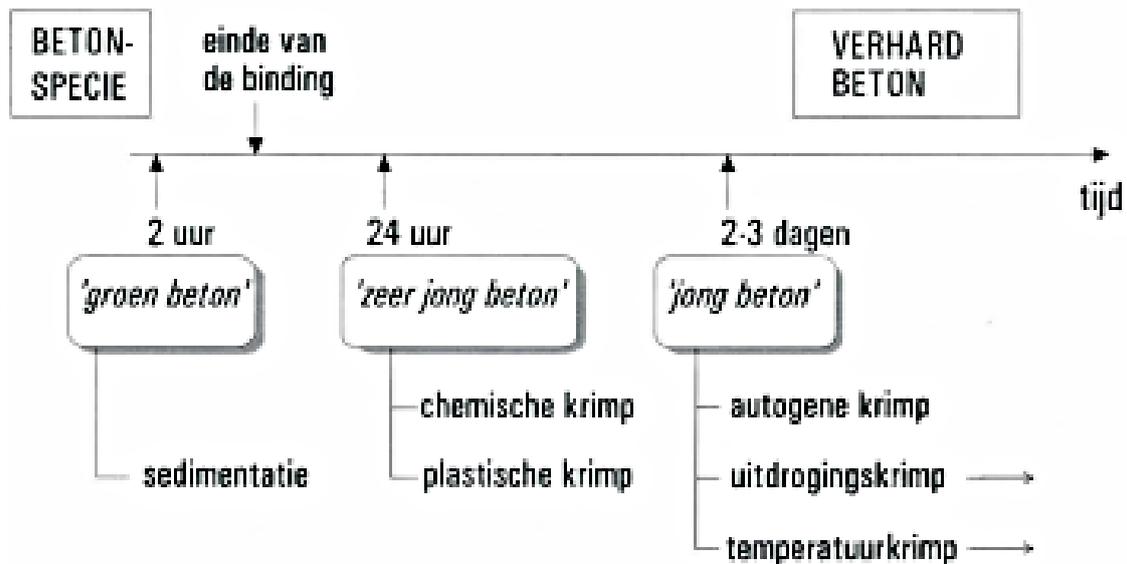
$$Q_{ongesch} = 0.086 \text{ l/dag}$$

Indien de waarde van beton wordt vergeleken met een lekdebiet uit de gescheurde sectie, blijkt deze verwaarloosbaar klein. De gescheurde wand zal dus altijd maatgevend zijn voor de bepaling van de waterdoorlatendheid. Een ongescheurde betonwand heeft zelfs een lekdebiet dat kleiner is dan dat van een kleigrond.

Niet alleen de scheurvorming is belangrijk met het oog op een waterdichte kuip. Ook via slecht uitgevoerde voegen zal er een aanzienlijke lekkage zijn. Terwijl het lekdebiet van gescheurd beton met een factor 10 000 verschilt van een niet gescheurde betonconstructie, zal een slecht uitgevoerde voeg zelfs met een factor 10 000 000 verschillen. Hoe de waterdoorlaatbaarheid kan worden verminderd ter hoogte van de voegen, zal later in paragraaf 7.1 uitvoerig worden besproken.

## 2 Krimp bij jong beton

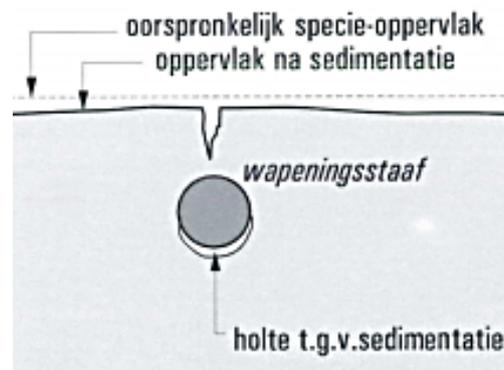
Krimp is een onvermijdelijk neveneffect van de hydratatiereactie van beton. Scheuren en dus potentiële gevaarlijke zones voor waterindringing ontstaan in de 'jong beton' fase. Dit is de tijdsperiode van twee tot drie dagen na het storten. Onderstaand schema geeft de verschillende soorten krimp weer. Elk van deze soorten kan scheuren tot gevolg hebben, de oorzaken en oplossingen hiervan worden verder besproken.



Figuur 2-1 Soorten krimp [16]

### 2.1 Sedimentatie

Sedimentatie is het verschijnsel waarbij, onder invloed van de zwaartekracht, de granulaten naar beneden zakken en er zich een klein laagje water op het oppervlak vormt. Dit verschijnsel wordt ook wel bleeding genoemd. Vaak is de samenstelling van het betonmengsel de oorzaak van het bleeding effect. Een te hoge waterconcentratie, het toevoegen van een vertrager of een massieve constructie vertonen dergelijke problemen. Indien plaatselijk de betonspecie in rust is, terwijl op een locatie vlak ernaast nog sedimentatie plaatsvindt, zullen er scheuren vormen. Dit is te wijten aan de schuifspanningen die optreden, terwijl het groen beton dit nog niet kan opvangen. Ook boven een wapeningsstaaf met een onvoldoende betondekking kan bleeding negatieve gevolgen hebben. Onderstaande afbeelding geeft weer waar de scheur zich zal vormen. Door de verplaatsing van het beton ten opzichte van het staal, zullen er in het gebied boven de staaf trekspanningen optreden.



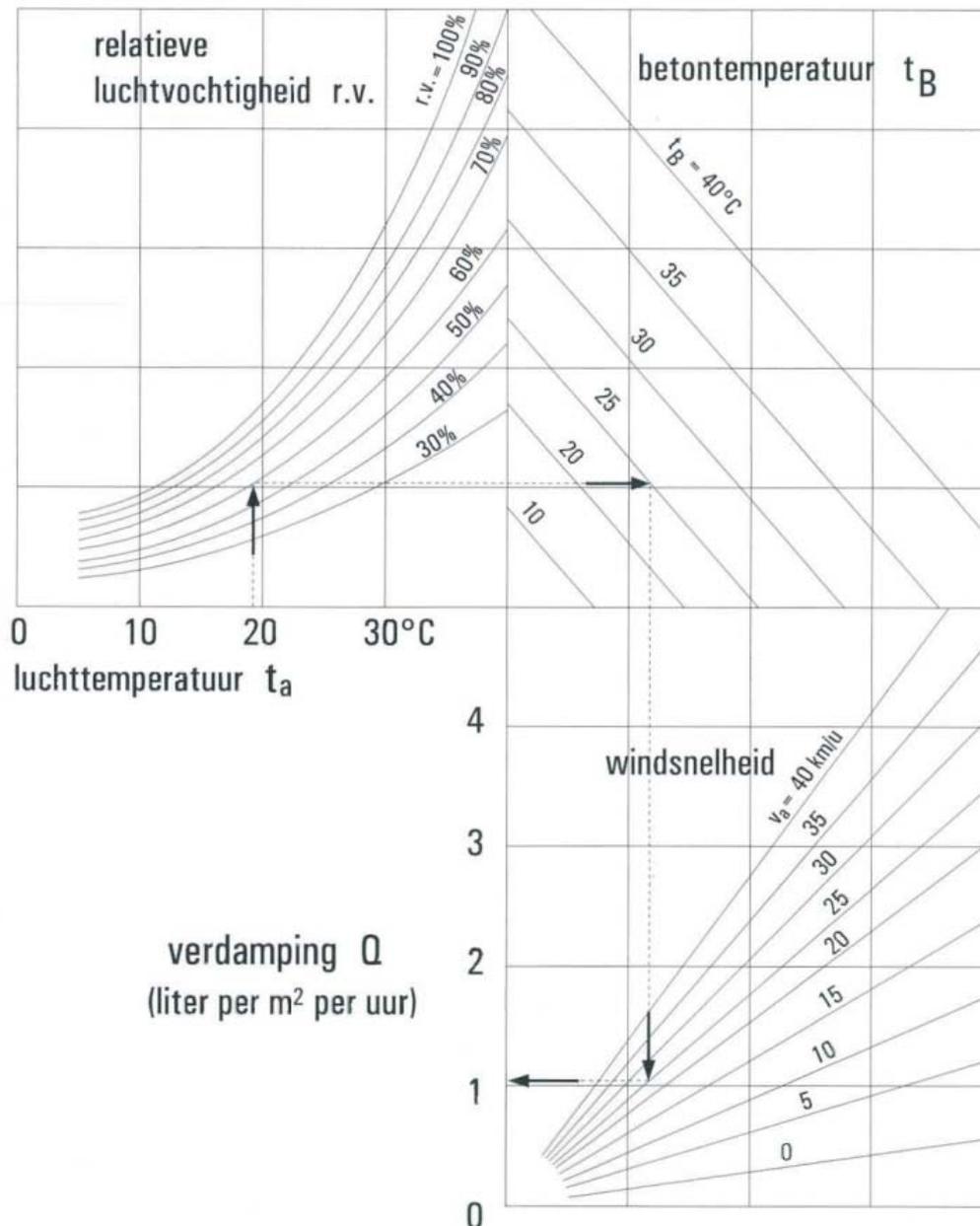
**Figuur 2-2 Negatief effect van sedimentatie nabij wapening [16]**

Door herverdichting van het beton kunnen deze scheuren worden vermeden. Met herverdichting bedoelt men het voor een tweede keer trillen van het beton nabij de wapeningsstaaf. Zo kan het beton de holte die onder de staaf was gecreëerd terug opvullen. Belangrijk is dat dit op het juiste moment gebeurt, een twee-drietel uren na het storten.

## 2.2 Plastische krimp

De plastische krimp begint wanneer het bleeding effect verdwenen is (zie figuur 3-1). In deze fase zal het beton bovenaan uitdrogen, wat een volumevermindering met zich meebrengt. Niet noodzakelijk zal het water enkel verdampen, het is ook mogelijk dat een sterk absorberende onderlaag water uit het beton wegtrekt. De initiële waterdruk in het beton houdt als het ware de poriën open. Indien het water verdwijnt, ontstaan er trekspanningen met scheurvorming tot gevolg.

Deze fase is uitermate gevoelig aan de wisselende omgevingsomstandigheden zoals het nomogram op figuur 3-3 aangeeft. Door de pijlen te volgen doorheen de verschillende invloedsfactoren (relatieve luchtvochtigheid [RV], betontemperatuur en windsnelheid) kan het verdampingsdebiet worden bepaald. De scheuren kunnen vaak zeer diep, of zelfs tot over de volledige dikte van de structuur doordringen. Dit is dus een zeer belangrijk aandachtspunt met het oog op de waterdichtheid. De kritieke periode waar plastische krimpscheuren optreden is 4 uur na het storten. Men moet er dus voor zorgen dat er genoeg water aanwezig blijft gedurende deze periode.



**Figuur 2-3 Nomogram voor de bepaling van het verdampingsdebiet [16]**

Men moet ervoor zorgen dat de verdamping pas plaatsvindt wanneer het beton wel de trekspanningen kan opnemen. Dit kan onder andere gebeuren het beton lang genoeg onder water te zetten. Het water in de poriën zal dan pas verdampen wanneer het beton genoeg trekkrachten kan opnemen. Een andere mogelijkheid is het nabehandelen met curing compound. Dit product zal net als het water de verdamping tegen gaan. Vochtige doeken of plastic kunnen ook worden gebruikt. Een andere techniek is het toevoegen van polymeervezels die in deze fase de trekspanningen kunnen opnemen. De ondergrond en bekisting bevochtigen zorgt bovendien dat zij hun zuigende eigenschap verliezen. Een plastic folie tussen het beton en de zuigende ondergrond zorgt ervoor dat het water enkel via verdamping zal verdwijnen.

De nabehandelingstechniek dient volgens NBN EN 13670 voor een bepaalde tijd aangehouden te worden en is afhankelijk van de omgevingstemperatuur en snelheid

waarop het beton zijn uiteindelijke sterkte verkrijgt. Tabel 3-1 geeft de nabehandelingstermijnen

Omgevingsomstandigheden	Tempera- tuur aan het beton- oppervlak	Evolutie van de betonsterkte			
		Snel	Gemiddeld	Traag	Zeer traag
Goed : • geen rechtstreekse blootstelling aan de zon en de wind <i>en</i> • relatieve luchtvochtigheid $\geq 80\%$	$\geq 10\text{ }^\circ\text{C}$ $< 10\text{ }^\circ\text{C}$	1 dag 2 dagen	2 dagen 4 dagen	3 dagen 5 dagen	4 dagen 6 dagen
Normaal : • matige bezonning <i>en/of</i> • relatieve luchtvochtigheid $\geq 50\%$	$\geq 10\text{ }^\circ\text{C}$ $< 10\text{ }^\circ\text{C}$	2 dagen 4 dagen	3 dagen 6 dagen	4 dagen 8 dagen	6 dagen 12 dagen
Slecht : • sterke bezonning <i>en/of</i> • sterke wind <i>en/of</i> • relatieve luchtvochtigheid $< 50\%$	$\geq 10\text{ }^\circ\text{C}$ $< 10\text{ }^\circ\text{C}$	3 dagen 5 dagen	4 dagen 8 dagen	7 dagen 10 dagen	10 dagen 15 dagen

Tabel 2-1 Nabehandelingstermijn [17]

## 2.3 Uitdrogingskrimp

De uitdrogingskrimp is het gevolg van het verdampen van het niet gebonden water, dat zich in de capillaire poriën van het beton bevindt. Het is in feite een verderzetting van de plastische krimp. De snelheid waarmee het capillaire water verdampt bepaald het krimpproces. Des te sneller de verdamping, des te groter en sneller is de krimp. Naarmate de water-cementfactor van het beton hoger is, zullen de capillaire poriën van het beton groter zijn waardoor de uitdrogingskrimp sneller en groter zal zijn.

Afhankelijk van het watergehalte zal de krimp variëren van 0.3 tot 0.8 mm/m. Deze krimp zal op zijn beurt leiden tot krimpscheuren in het beton. Deze kunnen voorkomen worden door volgende beschermingsmaatregelen in acht te nemen:

- Granulaten met een continue korrelverdeling.
- Water-cementfactor zo laag mogelijk houden
- Minimaal wapeningspercentage voorzien
- Krimpvoegen voorzien

De uitdrogingskrimp kan als volgt berekend worden volgens Eurocode 2:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (220 + 110\alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{10}) \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (3.1)$$

Met

- $\beta_{RH} = 1.55 * \left[ 1 - \left( \frac{RV}{RV_0} \right)^3 \right]$
- $f_{cm}$  Gemiddelde druksterkte (MPa)
- $\alpha_{ds1}$  Coëfficiënt rekening houdend met cementtype
  - =3 traag (cementklasse S)
  - =4 normaal (cementklasse N)
  - =6 snel (cementklasse R)
- $\alpha_{ds2}$  Coëfficiënt rekening houdend met cementtype
  - =0.13 traag (cementklasse S)
  - =0.12 normaal (cementklasse N)
  - =0.11 snel (cementklasse R)
- RV relatieve omgevingsvochtigheid (%)
- $RV_0$  RV referentiewaarde (100%)

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relatieve vochtigheid (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,50	0,47	0,40	0,25	0,14	0
25/30	0,47	0,44	0,37	0,23	0,13	0
30/37	0,44	0,41	0,35	0,22	0,12	0

**Tabel 3.2-ANB – Waarden voor de nominale onbelemmerde uitdrogingskrimpvorkting  $\varepsilon_{cd,0}$  [mm/m] voor beton met cement CEM van klasse S (32,5N)**

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relatieve vochtigheid (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
25/30	0,58	0,55	0,46	0,29	0,16	0
30/37	0,55	0,52	0,43	0,27	0,15	0
35/45	0,51	0,49	0,41	0,25	0,14	0
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
50/60	0,43	0,41	0,34	0,21	0,12	0
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

**Tabel 3.2 bis-ANB – Waarden voor de nominale onbelemmerde uitdrogingskrimpvorkting  $\varepsilon_{cd,0}$  [mm/m] voor beton met cement CEM van klasse N (42,5N of 32,5R)**

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relatieve vochtigheid (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,85	0,80	0,67	0,42	0,23	0
25/30	0,80	0,76	0,63	0,39	0,22	0
30/37	0,76	0,72	0,60	0,37	0,21	0
35/45	0,72	0,68	0,57	0,35	0,20	0
40/50	0,68	0,64	0,54	0,33	0,19	0
50/60	0,61	0,57	0,48	0,30	0,17	0
60/75	0,54	0,51	0,43	0,27	0,15	0
80/95	0,44	0,41	0,35	0,22	0,12	0
90/105	0,39	0,37	0,31	0,19	0,11	0

**Tabel 3.2 ter-ANB – Waarden voor de nominale onbelemmerde uitdrogingskrimpvorkting  $\varepsilon_{cd,0}$  [mm/m] voor beton met cement CEM van klasse R (42,5R of 52,5N of 52,5R)**

**Tabel 2-2 Waarden voor de uitdrogingskrimpvorkting volgens EC2 [3]**

Tabel 3-2 geeft uitgewerkte waarden voor de krimp bij bepaalde relatieve vochtigheidsgraden. De waarden zijn echter nog niet aangepast aan de tijdsfactor. Aan de hand van formule 3.2 kan een tijdsafhankelijke inschatting gemaakt worden.

$$\varepsilon_{cd,0}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.2)$$

Met

- $\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}}$
- t ouderdom in dagen op beschouwde tijdstip
- $t_s$  ouderdom aan begin van de krimp (na nabehandeling)
- $h_0 = \frac{2A_c}{u}$
- $A_c$  oppervlakte dwarsdoornede van het beton
- u Bloedstellingsomtrek
- Waarden voor  $k_h$ . Interpolatie mag toegepast worden

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

## 2.4 Chemische of autogene krimp

De hydratatiereactie van het beton zorgt voor kleine microscheurtjes in de structuur, dit is onvermijdelijk maar staan niet in verbinding met elkaar dus vormen ook geen kanaaltjes.

Indien men gebruik maakt van een W/C-factor kleiner dan 0.40, wat voorkomt bij hoge sterktebeton, speelt de autogene krimp ook parten. Deze krimp is een verdere verderzetting van de hydratatiereactie zonder een interactie met de omgeving. Indien de W/C-factor boven de vermelde waarde blijft, is er geen probleem. Bij HSB is het een must om de betonstructuur, indien mogelijk, onder water te zetten.

De autogene krimp wordt als volgt berekend:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.3)$$

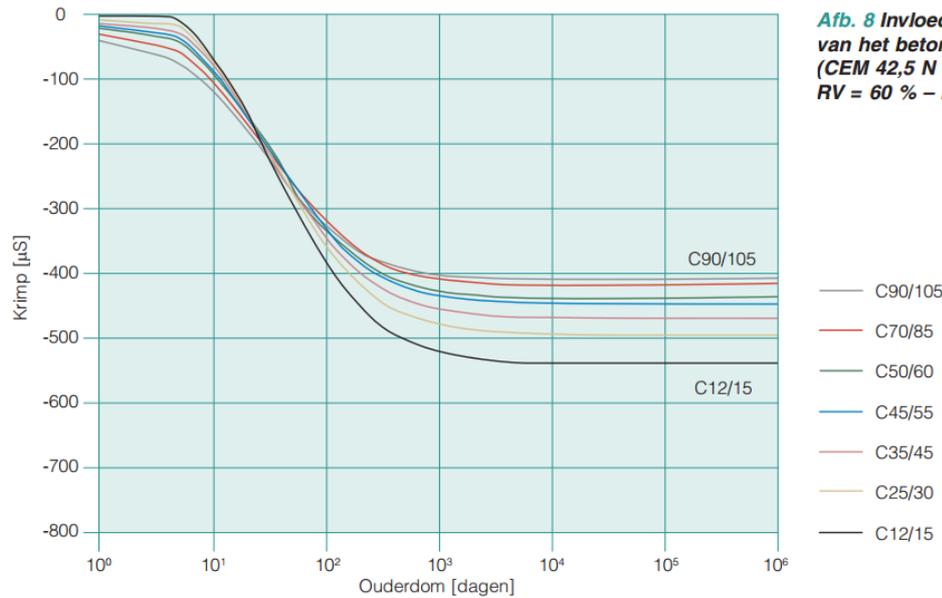
Met

- $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6}$
- $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$
- t in dagen

De totale krimp is dan de som van de autogene krimp en de uitdrogingskrimp:

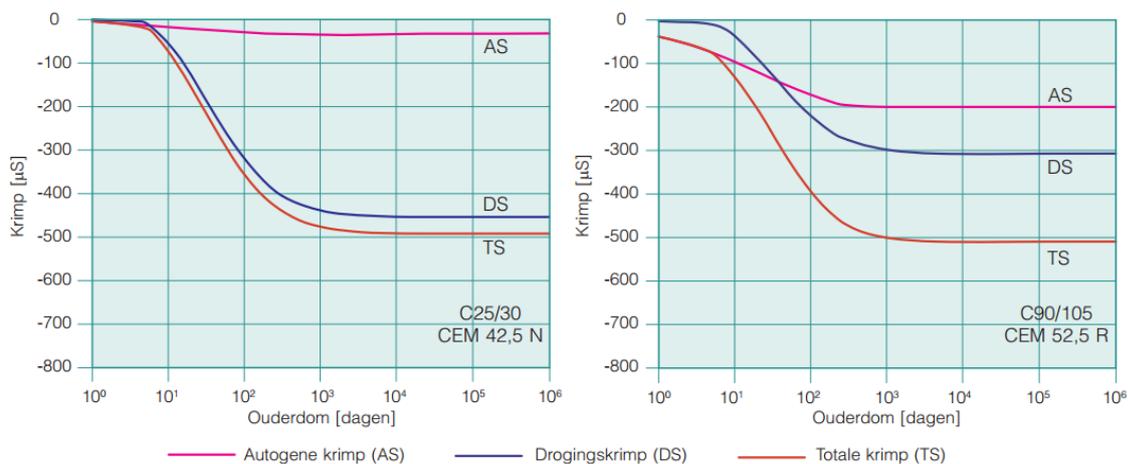
$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd,0}(t) \quad (3.4)$$

Volgende figuren 3-4 en 3-5 geven een beeld over hoe de totale krimp verandert bij de variatie van verschillende parameters. De eenheid  $\mu S$  komt overeen met  $\mu m/m$ .



**Figuur 2-4 Druksterkte en totale krimp [9]**

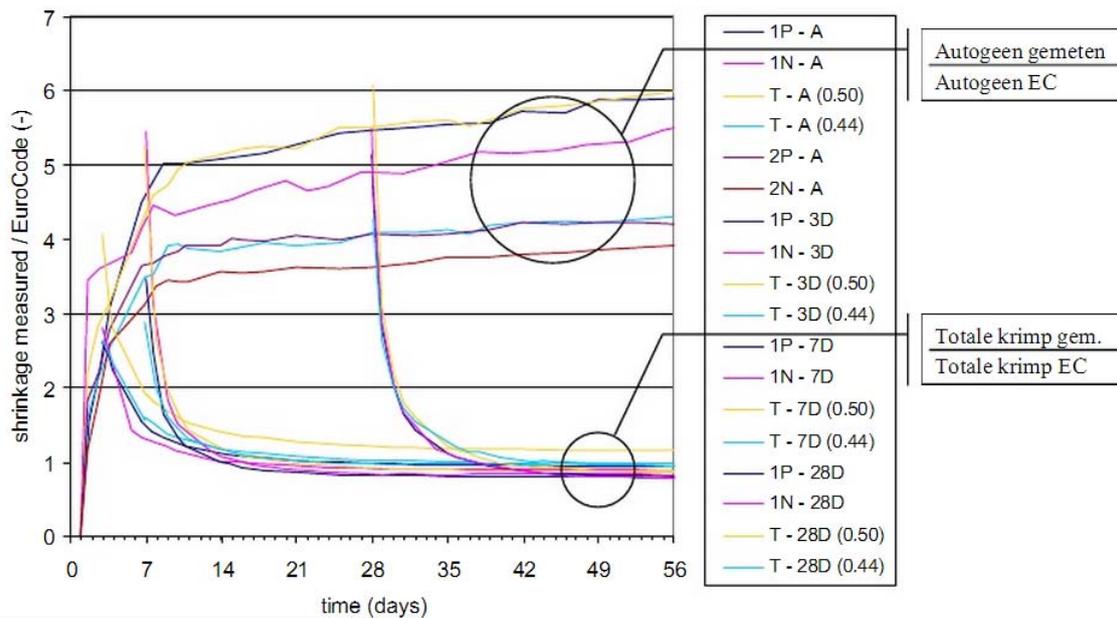
De krimp zal op lange termijn des te groter zijn naarmate een minder sterkte betonsoort wordt gekozen zoals figuur 3-4 duidelijk weergeeft.



**Figuur 2-5 Evolutie van de tijdsafhankelijke krimpcomponenten [9]**

Uit bovenstaande vergelijking tussen verschillende betonsterkten (figuur 3-5) is te zien dat de totale krimp ongeveer gelijk is, maar dat het aandeel van de autogene en uitdrogingskrimp in beide gevallen sterk verschilt. Dit wordt beïnvloed door de keuze van het cementtype en de uiteindelijke druksterkte van het beton.

Onderzoekers van de TU Delft hebben de autogene en totale krimp die werkelijk optreedt vergeleken met wat de Eurocode voorspelt. Uit onderstaande resultaten, gevisualiseerd door figuur 3-6, kan men afleiden dat de autogene krimp zeer moeilijk te voorspellen is. De verhouding van de gemeten waarde met de te verwachten waarde kan zelfs oplopen tot een waarde van 6. Echter, indien men de totale krimp bekijkt en vergelijkt met de voorspelling in de Eurocode, stelt men vast dat deze goed overeen komt. Het is dus zeker te verantwoorden om de op voorhand berekende krimp als een juiste schatting aan te nemen.

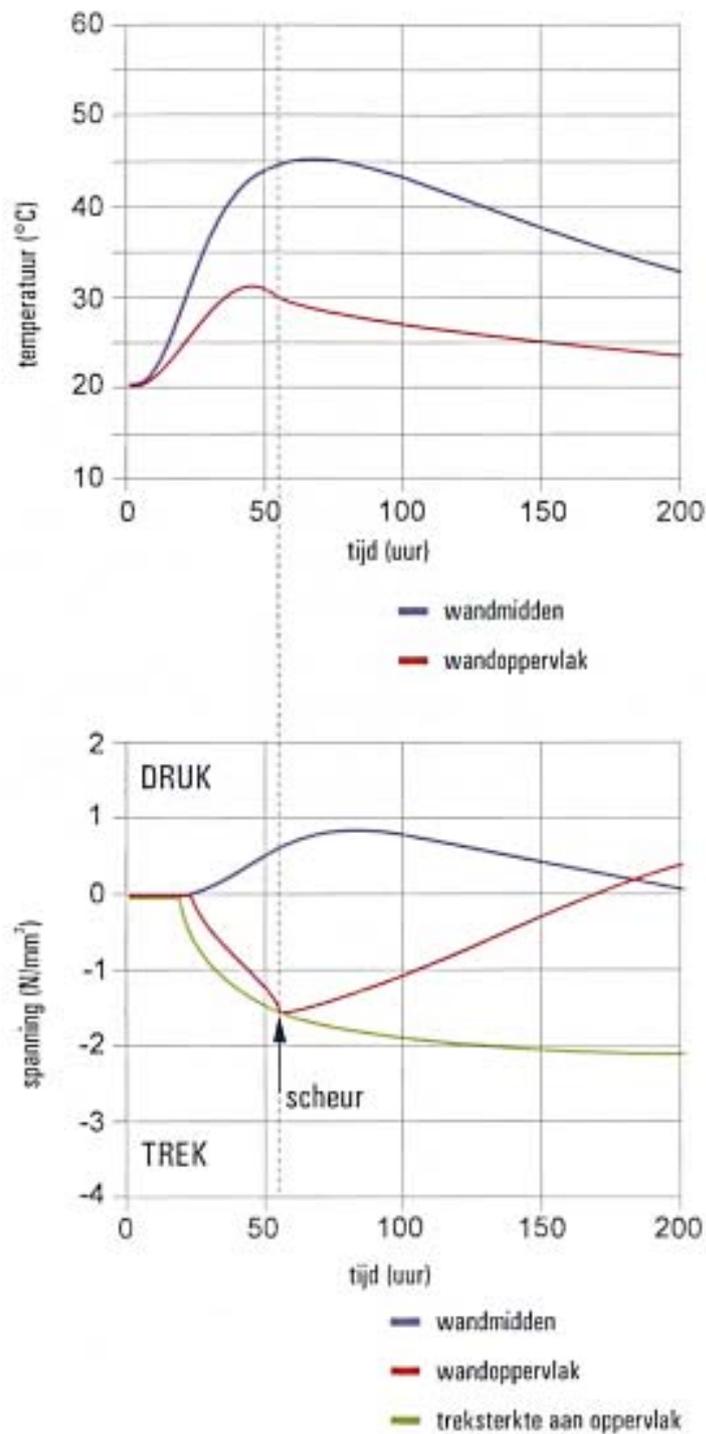


Figuur 2-6 Verhouding werkelijke en berekende krimp [18]

## 2.5 Temperatuurkrimp

Tijdens de hydratatiereactie van water met cement komt er warmte vrij. Hierdoor kan de temperatuur in het beton de eerste uren al aanzienlijk oplopen. De warmteontwikkeling neemt af in de loop van de tijd door warmteafgifte aan de omgeving. Deze krimp verloopt in theorie spanningsloos, tenzij de vervorming gehinderd worden. Dit is praktisch vrijwel altijd het geval (zie hoofdstuk 5.3). De vervorming kan zowel inwendig als uitwendig verhinderd worden.

Vooraf in massieve constructies (met een dikte groter dan 80 cm) ontstaan er temperatuurgradiënten die leiden tot inwendig verhinderde vervorming. Door de hoge binnentemperatuur en de lagere buitentemperatuur, wil de warmere binnenkant uitzetten terwijl het buitenoppervlak reeds uitgehard kan zijn. Dan ontstaan er opnieuw trekspanningen. Dit kan beton technologisch worden opgelost door te zorgen voor een lagere temperatuur bij de chemische binding beton. Deze temperatuur is afhankelijk van de cementsoort en het cementgehalte. Bij de uitvoering moet er vooral gezorgd worden dat de temperatuurgradiënt beperkt wordt. Dit doet men door de bekisting lang genoeg te laten staan of te isoleren. Een veilig temperatuurverschil tussen de kern en het buitenoppervlak is 20°. Dit principe wordt geïllustreerd op figuur 3-7. Een eerder extreme oplossing is het beton met koelbuizen intern afkoelen, dit is enkel van toepassing bij zeer massieve constructie zoals stuwdammen.



**Figuur 2-7 Scheurvorming door verhinderde vervorming bij massieve constructies [16]**

De eerste dagen van het uithardingsproces zijn nog niet problematisch zoals Figuur 3-7 weergeeft. Er vormt zich pas een probleem wanneer de opneembare trekspanning van het beton wordt overschreden. Nadat de scheuren zijn gevormd, zal de trekspanning na verloop van tijd overgaan tot een drukspanning, waardoor er stabilisatie plaatsvindt.

De thermische krimp kan als volgt berekend worden:

$$\varepsilon_{therm} = \alpha * \Delta T \quad (3.5)$$

Met:

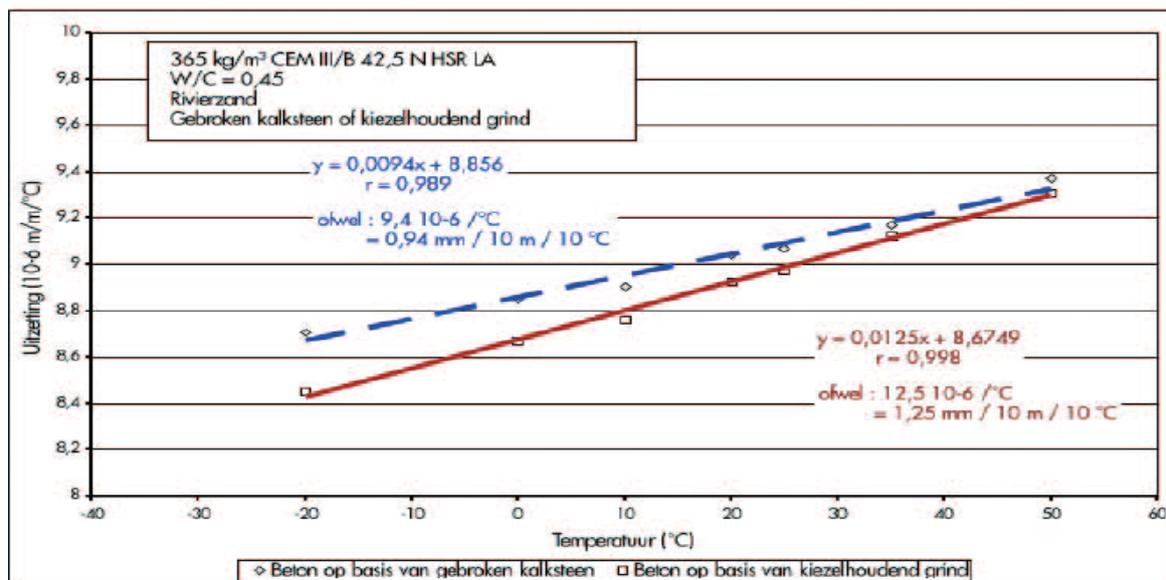
- $\alpha$  Thermische uitzettingscoëfficiënt van beton
- $\Delta T$  Temperatuurverschil van het materiaal

De thermische uitzettingscoëfficiënt is afhankelijk van de gebruikte toeslagmaterialen.

Soort toeslagmateriaal	silicagehalte [gew. %]	$\alpha \cdot 10^{-6} [K^{-1}]$			
		toeslag ( $\alpha_{agg}$ )		beton ( $\alpha_c$ )	
		bereik	gemiddeld	bereik	gemiddeld
kwartsiet	94	7,0 - 13,2	10,3	11,7 - 14,6	12,1
kwarts	94	-	-	9,0 - 13,2	-
zandsteen	84	4,3 - 12,1	9,3	9,2 - 13,3	11,4
graniet	66	1,8 - 11,9	6,8	8,1 - 10,3	9,6
dolomiet	50	4,5 - 8,5	6,8	-	9,6
basalt	51	4,0 - 9,7	6,4	7,9 - 10,4	9,3
kalksteen	0	1,8 - 11,7	5,5	4,3 - 10,3	8,6
moraine grind	5-95	-	-	9,0 - 13,5	-
vliegias	-	5,1 - 7,5	-	-	-

Tabel 2-3 Lineaire uitzettingscoëfficiënten van aggregaten [6]

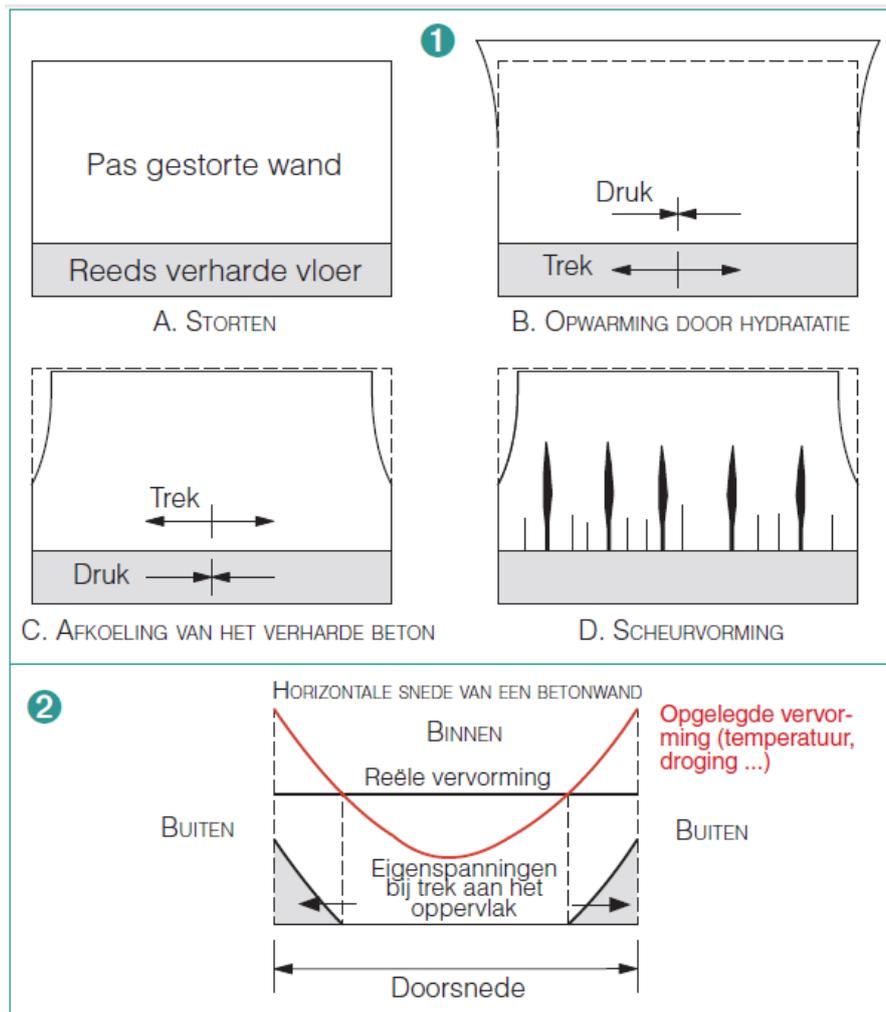
Onderstaande grafiek (figuur 3-8) geeft een vergelijking tussen de thermische uitzetting van twee types granulaten. Voor eenzelfde temperatuurverschil zal de thermische krimp voor een beton op basis van kiezelhoudend grind 33 % hoger zijn dan bij een beton op basis van gebroken kalksteen.



Figuur 2-8 Thermische krimp van grind- en kalksteenbeton [6]

### 2.5.1 Verhinderde vervorming door temperatuurskrimp

Wanneer een wand wordt gestort op een reeds uitgeharde en afgekoelde vloer of funderingsplaat, spreekt men van uitwendig verhinderde vervorming. Door de exotherme reactie zal de wand willen uitzetten, maar dit wordt verhinderd door de aansluiting met de vloer. Onderaan de wand ontstaan dan drukspanningen. In de volgende fase zal het beton van de wand onderhevig zijn aan krimp. Maar door contact met de vloer kan deze krimp niet meer vrij gebeuren. Er zullen opnieuw trekspanningen ontstaan met verticale scheurvorming onderaan tot gevolg. Deze spanningen treden op in beide richtingen, zowel in de langs als in de dwarsrichting.



**Figuur 2-9 Verhinderde krimp volgens langsas (1) → meest bepalend; volgens dwarsas (2) [1]**

Ook dit probleem moet opgelost worden door de juiste samenstelling van het beton. Een cement met een lage hydratatiwarmte, zoals een hoogovencement, is natuurlijk ideaal. Hoofdstuk 6 zal hierover meer duiding geven aan de hand van betontechnologie.

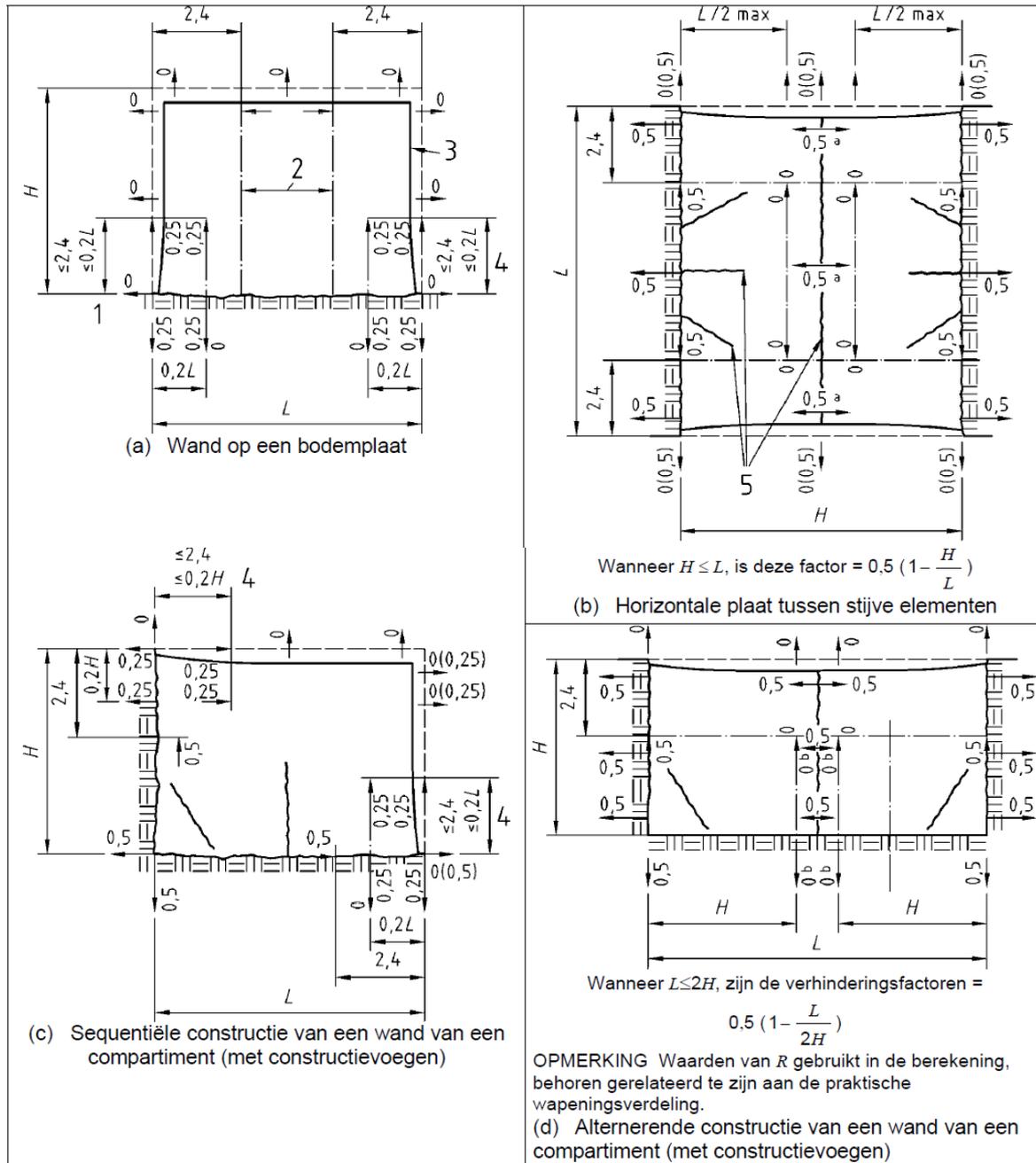
De vervorming op een willekeurige hoogte in een doorsnede wordt gegeven door:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax})\varepsilon_{iav} + (1 - R_m)\left(\frac{1}{r}\right)(z - z) \quad (3.6)$$

Met

- $R_{ax}$ : factor die de graad van uitwendige axiale vervormingsverhinderingsfactor, geleverd door elementen verbonden met het beschouwde element definieert
- $R_m$ : Factor die de graad van rotatieverhinderingsfactor, geleverd door elementen verbonden met het beschouwde element definieert. Meestal mag deze 1 genomen worden.
- $\varepsilon_{iav}$ : Gemiddelde opgelegde vervorming
- $\varepsilon_{iz}$ : Opgelegde vervorming ter hoogte van  $z$
- $\varepsilon_{az}$ : Werkelijke vervorming ter hoogte  $z$
- $Z$ : Coördinaat van de doorsnede
- $\underline{z}$ : Coördinaat van het zwaartepunt van de doorsnede
- $1/r$ : De kromming

Figuur 3-10 op de volgende pagina geeft de verhinderingsfactoren voor typische situaties weer.



### Verklaring

- 1 Vertikale verhelpingsfactoren
- 2 Horizontale verhelpingsfactor (gegeven in Tabel L.1 voor dit centraal deel)
- 3 Uitzettingsvoegen of vrije krimpvoegen
- 4 (de grootste van de twee waarden)
- 5 Potentiële primaire scheuren

**Figuur 2-10 Verhelpingsfactoren: algemeen [5]**

Onderstaande tabel geeft de verhelpingsfactoren voor het centrale deel van de wanden voorgesteld in Figuur 3-10.

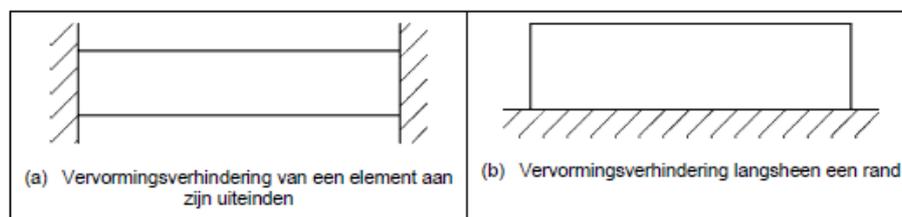
Verhouding L/H (zie Figuur L.1)	Verhinderingsfactor onderaan	Verhinderingsfactor bovenaan
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
> 8	0,5	0,5

Tabel 2-4 Verhinderingsfactoren: centraal [5]

Verder onderzoek naar de verhinderde vervorming wordt in hoofdstuk 5.3: "Invloed van de mootlengte" gedaan.

### 2.5.2 Scheurwijdte door temperatuursgradient

Er zijn 2 typische gevallen die bestudeerd moeten worden, zoals hieronder getekend.



Figuur 2-11 Scheuren door temperatuursgradiënt [5]

Het geval a in Figuur 3-11 doet zich voor als een nieuw betondeel gestort wordt tussen twee bestaande delen. Geval b treedt op wanneer een wand geconstrueerd wordt op een bestaande vloerplaat.

De berekening van de vervorming gebeurt als volgt:

#### Geval a:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,5\alpha_e k_c k_{ft,eff} (1 + 1/(\alpha_e \rho)) / E_s \quad (3.7)$$

Met:

$$\rho = A_s / A_{ct}$$

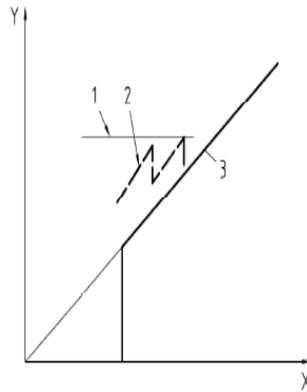
#### Geval b:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = R_{ax} \epsilon_{free} \quad (3.8)$$

Met :

- $R_{ax}$  : Vervormingsfactor
- $\epsilon_{free}$ : De vervorming die zou optreden als het element vrij zou kunnen vervormen

Figuur 3-12 geeft het verschil in scheurvorming tussen de 2 verschillende gevallen weer.



**Figuur 2-12 Scheurvorming door vervormingsverhinderend [5]**

Verklaring:

- X opgelegde vervorming
- Y Scheurwijdte

1: formule geval a

2 :Scheurvorming tgv vervormingsverhinderend aan uiteinden

3 Scheurvorming tgv vervormingsverhinderend langs de rand



### 3 Scheurwijdte bij constante belasting

De scheurwijdte onder invloed van een constante belasting kan berekend worden met volgende formule:

$$w_k = s_{r_{max}}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.1)$$

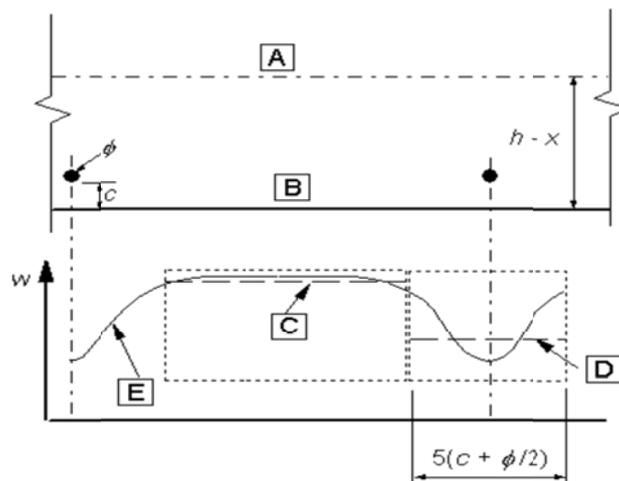
Met:

- $s_{r_{max}}$  : De maximale scheurafstand volgens figuur 4-1
- $\varepsilon_{sm}$  : Gemiddelde rek in de wapening t.g.v. de opgelegde belastingscombinatie
- $\varepsilon_{cm}$  : Gemiddelde betonrek tussen de scheuren
- De term  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  kan als volgt berekend worden:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.2)$$

Met:

- $\sigma_s$  : Spanning in de trekwapening, uitgaande van een gescheurde doorsnede
- $\alpha_e$  : De verhouding  $\frac{E_s}{E_{cm}}$
- $\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A_p')}{A_{c,eff}}$
- $\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\varphi_s}{\varphi_p}}$  met:
  - $\xi$  : Verhouding van hechtsterkte van betonstaal
  - $\varphi_s$  : De grootste staafdiameter
  - $\varphi_p$  : De gelijkwaardige diameter van het spanelement
- $k_t$  : Factor afhankelijk van de belastingsduur:
  - $k_t = 0.6$  voor korte termijn belasting
  - $k_t = 0.4$  voor lange termijn belasting



**Figuur 3-1 Scheurwijdte aan het oppervlak van het beton in relatie tot de afstand tot de staaf [2]**

Verklaring:

- A: neutrale as
- B: Betonoppervlak aan trekzijde
- C: Scheurafstand voorspeld door formule 1
- D: Scheurafstand voorspeld door formule 2

## E: Werkelijke scheurwijdte

### Formule 1:

Als de hart op hart afstanden van de hechtende wapening groter is dan  $5(c+\phi/2)$  of als er geen hechtende wapening in de trekzone aanwezig is, kan een bovengrens voor de scheurwijdte gevonden worden door:

$$s_{r,max} = 1.3(h - x) \quad (4.3)$$

### Formule 2 :

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \varphi}{\rho_{p,eff}}$$

Met:

- $\phi$ : De staafdiameter, indien verschillende diameters gebruikt worden, dient een gelijkwaardige staafdiameter  $\varphi_{eq}$  gebruikt te worden.

$$\varphi_{eq} = \frac{n_1 \varphi_1^2 + n_2 \varphi_2^2}{n_1 \varphi_1 + n_2 \varphi_2}$$

- $c$ : Is de dekking op de betonwapening
- $k_1$ : Coëfficiënt die rekening houdt met de aanhechteigenschappen van de hechtwapening.

$$k_1 = 0.8 \text{ voor staven met een hoge aanhechting}$$

$$k_1 = 1.6 \text{ voor staven met een glad oppervlak}$$

- $k_2$ : Coëfficiënt die rekening houdt met de rekverdeling

$$k_2 = 0.5 \text{ voor buiging}$$

$$k_2 = 1.0 \text{ voor zuivere trek}$$

In geval van excentrische trek dient  $k_2$  als volgt berekend te worden:

$$k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2\varepsilon_1}$$

## 4 Onderzoek

### 4.1 Wapening en scheurwijdte

De totale scheurwijdte bij constante belasting is lineair afhankelijk van de maximale scheurafstand zoals formule 4.1 in hoofdstuk 4 aangeeft. Deze factor wordt op zijn beurt bepaald door de staafdiameter. Stel nu dat van een constante staalsectie wordt uitgegaan. Wat is dan de invloed van de staafafstand op de scheurwijdte bij gelijke staalspanning en buigmoment?

Wanneer de staafafstand wordt vergroot bij constante staaloppervlakte, zal de diameter ook moeten verhogen. De bedoeling van deze proef is om te bekijken of de standaardnetten op de werf met tussenafstand 150 mm wel ideaal zijn inzake de scheurwijdte. Wat volgt zijn enkele rekenvoorbeelden waaruit een besluit wordt genomen.

#### Voorbeeld 1: een vloer met dikte van 300 mm

Voor de berekening worden volgende gegevens gebruikt.

$$\begin{aligned}c &:= 30 \text{ mm} \\b &:= 1000 \text{ mm} \\h &:= 300 \text{ mm} \\E_s &:= 200000 \text{ MPa} \\E_{cm} &:= 32.8 \cdot 10^3 \text{ MPa} \\ \varphi &:= 0 \\k &:= 1 \\f_{yk} &:= 500 \text{ MPa} \\k_c &:= 0.4 \\f_{cteff} &:= 0.3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.896 \text{ MPa}\end{aligned}$$

De minimumwapening voor brosse breuk is in dit geval bepalend en heeft een waarde van:

$$A_{min} := 0.26 \cdot \frac{f_{cteff}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 406.664 \text{ mm}^2$$

Wat volgt is de berekening van de scheurwijdte voor een tussenafstand van 100 mm en een staafdiameter van 10 mm.

$$A_s := 785.3 \text{ mm}^2$$

$$s_1 := 100 \text{ mm} \quad \text{Laat dit variëren}$$

$$\Phi_1 := \sqrt{4 \cdot \frac{A_s}{\pi \cdot \frac{b}{s_1}}} = 9.999 \text{ mm}$$

$$d := h - c - \frac{\Phi_1}{2} = 265 \text{ mm}$$

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + k \cdot \varphi} = (3.28 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c} = 6.098$$

$$x := -\alpha \cdot \frac{A_s}{b} + \sqrt{\left(\alpha \cdot \frac{A_s}{b}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \alpha \cdot A_s \cdot d}{b}\right)} = 45.816 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} := \min\left(\frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}, 2.5 \cdot (h-d)\right) \cdot b = (8.473 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_s}{A_{ceff}} = 0.009$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi_1}{\rho_{peff}} = 285.406 \text{ mm}$$

$$m_{cr} := f_{cteff} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 43.447 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$m_{sd} := 50 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\sigma_c := \frac{m_{sd} \cdot x}{\left(\frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d-x)^2\right)} = 8.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_c \cdot \alpha \cdot \frac{(d-x)}{x} = 254.957 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\Delta\varepsilon := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{peff})}{E_s} = 6.144 \cdot 10^{-4}$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon = 0.175 \text{ mm}$$

Opmerking volgens Eurocode 2:

Indien de hart-op-hartafstanden van de hechtende wapening groter is dan  $5(c+\varnothing/2)$  dan moet formules 4.3 worden toegepast:

$$s_{r,max} = 1.3(h - x)$$

Door telkens de staafafstand te variëren, worden onderstaande resultaten bekomen.

s (mm)	diam (mm)	s <sub>rmax</sub> (mm)	w <sub>k</sub> (mm)
<b>100</b>	10	285	0,175
<b>120</b>	11	303	0,187
<b>150</b>	12,2	327	0,202
<b>170</b>	13	331	0,212
<b>200</b>	14,1	333	0,206
<b>220</b>	14,8	331	0,207
<b>250</b>	15,8	331	0,208

### Voorbeeld 2: een vloer met dikte van 250 mm

Uit analoge berekeningen met een plaatdikte van 250 mm volgen onderstaande resultaten:

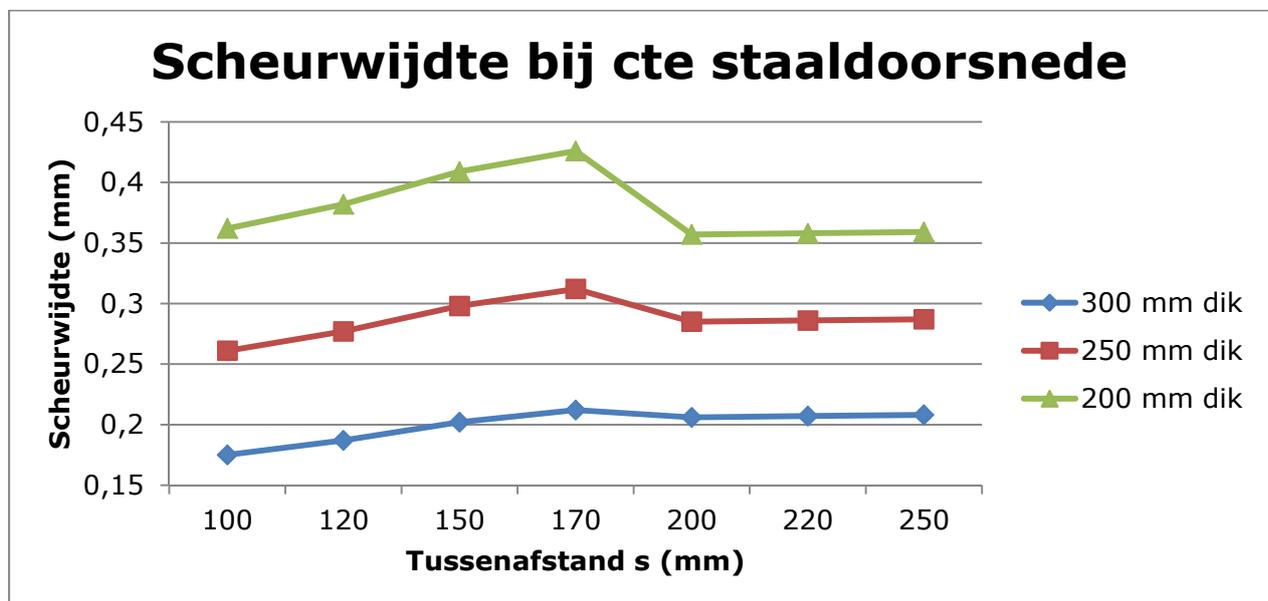
s (mm)	diam (mm)	s <sub>rmax</sub> (mm)	w <sub>k</sub> (mm)
<b>100</b>	10	253	0,261
<b>120</b>	11	267	0,277
<b>150</b>	12,2	287	0,298
<b>170</b>	13	299	0,312
<b>200</b>	14,1	272	0,285
<b>220</b>	14,8	272	0,286
<b>250</b>	15,8	272	0,287

### Voorbeeld 3: een vloer met dikte van 200 mm

Als laatste voorbeeld wordt met een vloerplaat van 20 cm gerekend.

s (mm)	diam (mm)	$s_{r,max}$ (mm)	$w_k$ (mm)
100	10	221	0,362
120	11	232	0,382
150	12,2	248	0,409
170	13	257	0,426
200	14,1	214	0,357
220	14,8	215	0,358
250	15,8	215	0,359

Figuur 5-1 toont voorgaande resultaten op een overzichtelijke manier



Figuur 4-1 Scheurwijdte bij constante staaldoorsnede en verschillende tussenafstand

#### 4.1.1 Conclusie

Men verwacht dat de scheurwijdte zal toenemen omdat  $w_k = s_{r,max} \Delta \epsilon$  met  $\Delta \epsilon$  dat constant blijft en  $s_{r,max}$  is evenredig met de staafdiameter. Dus hoe groter de staafdiameter, hoe groter de staafafstand, des te groter de scheurwijdte.

Een staafafstand van 150 tot 200 mm vertoont een piek in de scheurwijdte. Dit komt omdat hier de maximale scheurafstand wordt beperkt door de formule 4.3 uit Eurocode 2. Standaard netten worden echter geleverd met mazen 150 en 200 mm wat dus niet logisch is. Voor een waterdichte kuip gebruikt men dus best netten met kleiner tussenafstanden van de wapeningsstaven (100 mm).

## 4.2 Beperking van de staalspanning

Zonder de hele procedure van scheurwijdteberekening onder bepaalde belastingscombinaties te doorlopen, geeft Eurocode 2 richtwaarden voor een versnelde procedure in de vorm van een tabel. Tabel 7.2N (Figuur 5-2) geeft de maximale staafdiameter weer bij een gegeven staalspanning en scheurwijdte. In de volgende paragrafen zal worden onderzocht hoe deze tabel is opgesteld en of men zomaar deze richtwaarden mag aannemen.

### 4.2.1 Staafdiameter

Als eerste controle wordt er voor een scheurwijdte van 0.3 mm gekeken naar wat de maximale staalspanning mag zijn bij een staafdiameter 10 mm.

Staalspanning <sup>2</sup> (MPa)	Maximale staafdiameter (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

OPMERKING 1 De waarden in de tabel zijn gebaseerd op de volgende aannamen:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h-d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  
 $k_t = 0,4$  en  $k' = 1,0$ .

OPMERKING 2 Onder de van toepassing zijnde belastingscombinaties.

Figuur 4-2 Tabel 7.2N – Maximale staafdiameters voor scheurbeheersing [2]

De volgende extra voorwaarden worden beschreven in de nationale bijlage. [3]

7.3.3 Scheurbeheersing zonder directe berekening  
OPMERKING 1 (onder tabel 7.2N) : lees  $h_{cr} = 0,5 h$

Toevoeging van volgende bijkomende uitgangspunten, gebruikt bij het opstellen van de tabellen 7.2N en 7.3N :

- $h = 400$ mm
- één wapeningslaag

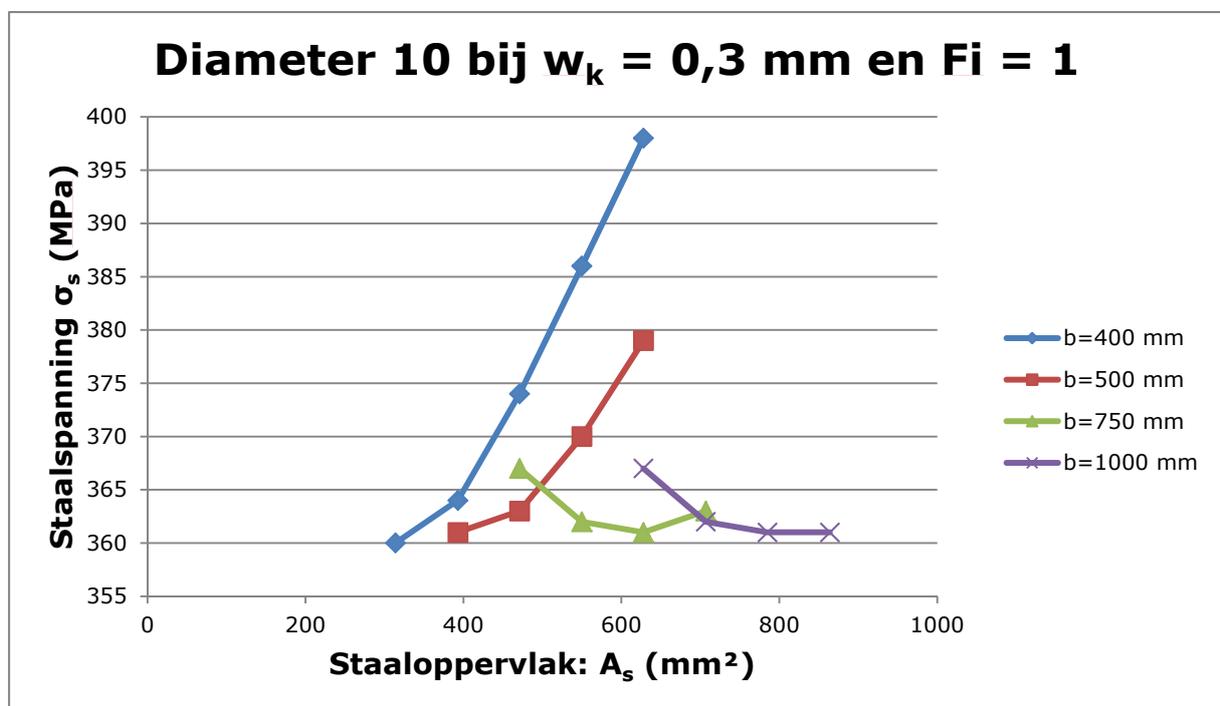
De Eurocode laat 1 parameter vrij om te kiezen, namelijk de breedte. Er werd een MathCAD sheet aangemaakt om de iteratieve berekeningen te vereenvoudigen. Na het invullen van de parameters zal de minimumwapening worden berekend. Daarna zal het optredend moment zo worden gekozen zodat de beoogde scheurwijdte wordt bereikt. In onderstaand uitgewerkt voorbeeld wordt een scheurwijdte van 0.3 mm opgelegd voor een staafdiameter 10. Er wordt dus onderzocht of de staalspanning die dan optreedt, gelijk is aan die in de tabel wordt voorzien.

Deze berekeningen worden telkens opnieuw gedaan, maar het aantal staven wordt telkens verhoogd. Onderstaande tabel geeft alle resultaten voor een breedte van 400

mm. De rood aangeduide waardes worden niet in rekening gebracht omdat het scheurmoment hier niet wordt bereikt.

b	n	s	M	A <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>
400	3	133	29,6	236	371
400	4	100	38,2	314	360
400	5	80	47,6	393	364
400	6	66,7	58,3	471	374
400	7	57,1	69,8	550	386
400	8	50	81,7	628	398

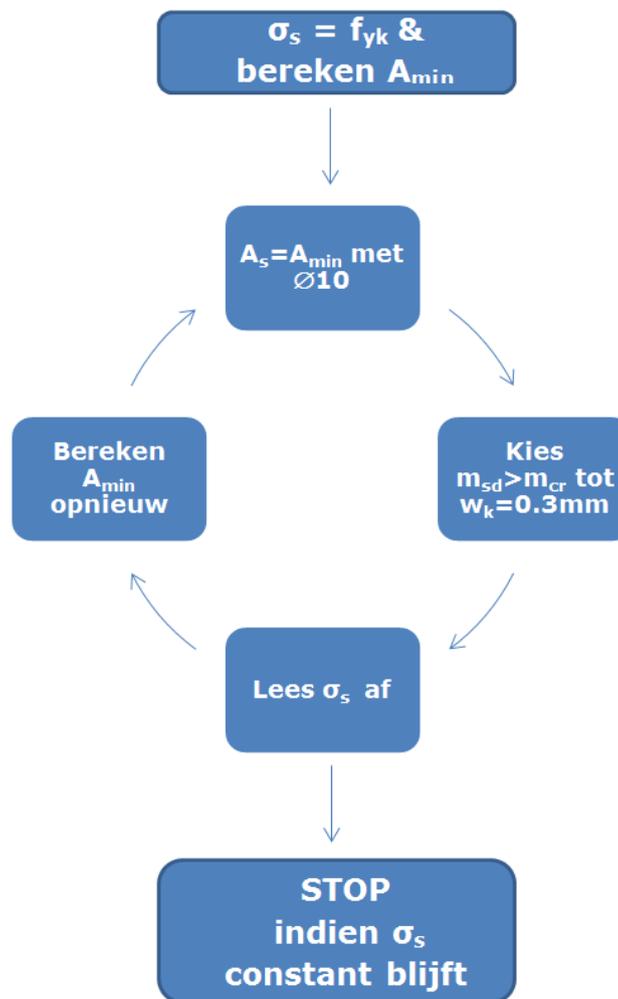
Wanneer nu analoge berekeningen worden gedaan voor breedte tussen de 400 en 1000 mm. Wordt onderstaande grafiek verkregen.



Figuur 4-3 Spanning in functie van staaloppervlak voor diameters 10 mm

De waarde uit de tabel 7.2N, 320 MPa, wordt in geen enkel geval bereikt. Er moet dus verder worden onderzocht wat hiervan de oorzaak is.

De tabel is opgebouwd aan de hand van de minimumwapening en een breedte van 1000 mm (als een plaat dus) (ModelCode 2010 (FIB): opmerking tabel 7.6-4 [11]). Door herneming van bovenstaande berekeningen met een plaat van breedte 1 meter en de minimumwapening verdeeld over een aantal staven van 10 mm, wordt onderstaand resultaat bekomen. Er wordt gestart met de berekening van de minimumwapening op basis van  $f_{yk}$ . Daarna wordt de minimumwapening opnieuw berekend aan de hand van de resulterende staalspanning. Bijgevoegde flowchart geeft schematisch weer hoe de berekening in zijn werk gaat.



### Gegevens

$$f_{cteff} := 2.9 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{0.85}{1.5} \cdot 30 \text{ MPa} = 17 \text{ MPa}$$

$$c := 25 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$d := 360 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$h_{cr} := 0.5 \cdot h = 200 \text{ mm}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 32.8 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\varphi := 1$$

$$k := 1$$

$$k_c := 0.4$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

### Oplossing

#### Minimumwapening

$$A_{ct} := b \cdot h_{cr} = (2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{min} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct})}{f_{yk}} = 464 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} := 0.26 \cdot \frac{f_{cteff}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 542.88 \text{ mm}^2 \quad \geq 0.0013 \cdot b \cdot d = 468 \text{ mm}^2$$

#### Scheurmoment

$$M_{cr} := f_{cteff} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 77.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### Scheurwijdteberekening

$$\Phi := 10 \text{ mm}$$

$$n_1 := \frac{A_{min} \cdot 4}{\Phi^2 \cdot \pi} = 6.912$$

$$s_1 := \frac{b}{n_1} = 144.673 \text{ mm}$$

$$m_{sd} := 78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Laten variëren tot scheurwijdte bereikt is

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + k \cdot \varphi} = (1.64 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c} = 12.195$$

$$x := -\alpha \cdot \frac{A_{min}}{b} + \sqrt{\left(\alpha \cdot \frac{A_{min}}{b}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \alpha \cdot A_{min} \cdot d}{b}\right)} = 62.738 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} := \min\left(2.5 \cdot 0.1 \cdot h, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}\right), b = (1 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_{min}}{A_{ceff}} = 0.005$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{peff}} = 398.145 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{m_{sd} \cdot x}{\left(\frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_{min} \cdot (d-x)^2\right)} = 7.333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_c \cdot \alpha \cdot \frac{(d-x)}{x} = 423.72 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\Delta\varepsilon_1 := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{peff})}{E_s} = 9.795 \cdot 10^{-4} \quad \gg \quad \Delta\varepsilon_2 := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.001$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon_1 = 0.39 \text{ mm}$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon_2 = 0.506 \text{ mm}$$

Indien de waarde van het scheurmoment wordt toegepast, bekomt men een te grote scheurwijdte namelijk 0.5 mm. De minimumwapening moet dus verhoogd worden. Dit gebeurt door de staalspanning te beperken, met als eerste schatting de 423 MPa die bovenstaande berekening doet uitwijzen. Later wordt deze stap herhaald tot een vaste waarde wordt bekomen. De opgelegde belasting wordt verhoogd of verlaagd indien de scheurwijdte de waarde van 0.3 mm niet haalt. De laatste iteratieve stap wordt op onderstaande rekennota's weergegeven.

### Minimumwapening

$$A_{ct} := b \cdot h_{cr} = (2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{min} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct})}{337 \text{ MPa}} = 688.427 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} := 0.26 \cdot \frac{f_{cteff}}{337 \text{ MPa}} \cdot b \cdot d = 805.46 \text{ mm}^2 > 0.0013 \cdot b \cdot d = 468 \text{ mm}^2$$

### Scheurmoment

$$M_{cr} := f_{cteff} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 77.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Scheurwijdteberekening

$$\Phi := 10 \text{ mm}$$

$$n_1 := \frac{A_{min} \cdot 4}{\Phi^2 \cdot \pi} = 10.255$$

$$s_1 := \frac{b}{n_1} = 97.509 \text{ mm}$$

$$m_{sd} := 91.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Laten variëren tot scheurwijdte bereikt is

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + k \cdot \varphi} = (1.64 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c} = 12.195$$

$$x := -\alpha \cdot \frac{A_{min}}{b} + \sqrt{\left(\alpha \cdot \frac{A_{min}}{b}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \alpha \cdot A_{min} \cdot d}{b}\right)} = 74.846 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} := \min\left(2.5 \cdot 0.1 \cdot h, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}\right) \cdot b = (1 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_{min}}{A_{ceff}} = 0.008$$

$$\begin{aligned} k_3 &:= 3.4 \\ k_1 &:= 0.8 \\ k_2 &:= 0.5 \\ k_4 &:= 0.425 \end{aligned}$$

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{peff}} = 296.06 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{m_{sd} \cdot x}{\left(\frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_{min} \cdot (d-x)^2\right)} = 7.274 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_c \cdot \alpha \cdot \frac{(d-x)}{x} = 337.94 \text{ MPa}$$

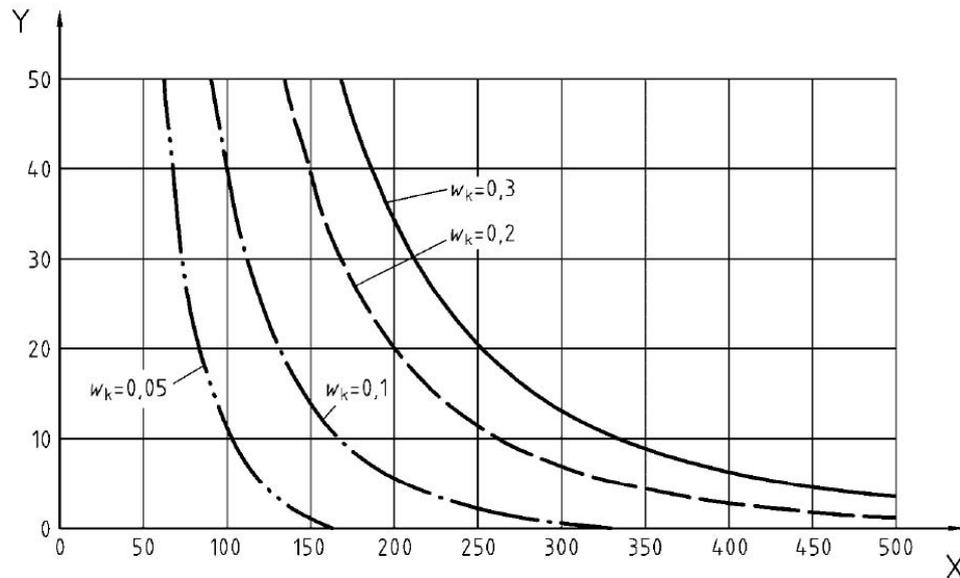
$$k_t := 0.4$$

$$\Delta \varepsilon_1 := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{peff})}{E_s} = 8.989 \cdot 10^{-4} \quad \gg \quad \Delta \varepsilon_2 := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.001$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta \varepsilon_1 = 0.266 \text{ mm}$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta \varepsilon_2 = 0.3 \text{ mm}$$

De beperking van de staalspanning wordt bij een diameter van 10 mm vastgelegd op 337 MPa volgens deze berekeningen. 17 MPa meer dus dan de waarde die tabel 7.2N vooropstelt. In de recentere norm NBN EN 1992-3 echter wordt een grafische weergave van deze tabel gemaakt die licht afwijkt ten opzichte van tabel 7.2N.



#### Verklaring

- X spanning in de wapening,  $\sigma_s$  (N/mm<sup>2</sup>)  
Y maximum staafdiameter mm)

**Figuur 4-4 Maximale staalspanning bij gegeven scheurwijdte en staafdiameter [4]**

Hier spreekt men bij een diameter 10 van een beperking op de staalspanning van 333 MPa, wat veel dichter ligt bij de berekende waarde uit het onderzoek. Nu is de vraag of dit zo bij alle waarden het geval is. Zoja, wat is dan het gevaar bij de toepassing van de verkeerde tabel? Onderstaande tabel geeft een overzicht van de staalspanning bij een scheurwijdte van 0.3 mm.

Diameter (mm)	Tabel 7.2N (MPa) NBN EN 1992-1-1	Berekening (MPa)	Grafiek (MPa) NBN EN 1992-3
32	160	204	207
25	200	227	229
16	240	276	279
12	280	313	312
10	320	337	333
8	360	370	372
6	400	415	405
5	450	445	433

**Tabel 4-1 Vergelijkende tabel voor de staalspanning**

De afwijking van de berekening met de grafische weergave in de Eurocode is gering en is vooral te wijten aan de onnauwkeurigheid bij het aflezen van de kleinere diameters. Naarmate de diameters groter worden, wordt de afwijking tussen de berekening en tabel 7.2N wel zeer groot.

Neem nu diameter 16. De minimumwapening zal eerst worden berekend door de staalspanning te beperken tot 240 MPa zoals tabel 7.2N aangeeft. Hieruit volgt een bepaald moment om aan een scheurwijdte van 0.3 mm te komen, namelijk:

$$m_{sd} = 81.2 \text{ kNm}$$

Vervolgens wordt de minimumwapening berekend op basis van de grafiek, nl. 279 MPa. Het moment wordt nu constant gehouden, en als resultaat krijgt men een scheurwijdte van:

$$w_k = 0.392 \text{ mm}$$

Dit is nagenoeg 0.1 mm meer dan de vooropgestelde scheurwijdte en is dus bijzonder nefast voor de waterdichtheid.

De voorgaande berekeningen zijn bepaald volgens een hoogte van 400 mm zoals tabel 7.2N aangeeft. Het is ook interessant om te weten of de tabel en/of de grafische weergave bruikbaar is voor andere hoogtes. De vergelijking zal gemaakt worden voor een hoogte van 200, 400 (reeds berekend) en 600 mm.

Diameter (mm)	Tabel 7.2N (MPa) EN 1992-1-1	Grafiek (MPa) EN 1992-3	h=200 mm(MPa)	h=400 mm(MPa)	H=600 mm(MPa)
32	160	207	203	204	203
25	200	229	...	227	...
16	240	279	...	276	...
12	280	312	...	313	...
10	320	333	337	337	337
8	360	372	...	370	...
6	400	405	...	415	...
5	450	433	445	445	446

Tabel 4-2 Vergelijkende tabel bij variabele hoogte

Enkel de uitersten en één van de middelste waardes werden gecontroleerd. Maar hieruit is ook al af te leiden dat de hoogte geen invloed heeft op de maximaal toelaatbare spanning. Enkel het opneembaar moment kan hiermee worden verhoogd of verlaagd.

De waarde van  $\alpha$  wordt in voorgaande berekening vastgelegd op 12,2. Er werd hier vanuit gegaan dat k bij de berekening van  $E_c$  1 was. In praktijk voor GGT-Q gebruikt met echter  $\alpha=15$ . Na verschillende simulaties blijkt dat er niets veranderd aan de maximaal toelaatbare spanning. Enkel het opneembare moment bij deze spanning zal kleiner zijn. Maar dit verschil is te verwaarlozen.

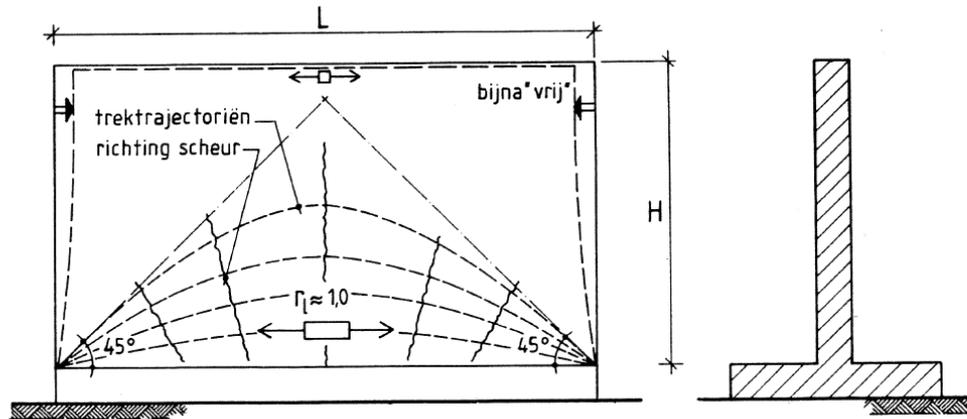
#### 4.2.2 Conclusie

Tabel 7.2N wordt aangeraden om te gebruiken indien men geen uitgebreide berekening wil maken. Het is echter gevaarlijk om deze aannamen te maken. De grafieken uit NBN EN 1992-3, de norm die opgesteld is om de waterdichtheid te garanderen, zijn veel betrouwbaarder. Deze mogen dus, indien de diameters boven de 6 mm liggen, gebruikt worden. Voor kleinere waarden, die zelden op de werf worden gebruikt, wijken de berekeningen te fel af van de grafische waarde.

Bovendien wordt de tabel met een vaste waarde van de nuttige hoogte d opgesteld. Indien de diameters veranderen zal ook deze nuttige hoogte veranderen. Voor waterdichtheidsberekeningen kan men dus beter volledige analytische berekeningen maken, omdat de scheurwijdte van cruciaal belang is.

### 4.3 Invloed van de mootlengte

Indien wanden worden gestort op een reeds uitgeharde vloerplaat, zullen er zoals eerder in 3.5.1 vermeld, scheuren ten gevolge van verhinderde vervorming optreden. In deze paragraaf wordt nagegaan in welke mate dit kan verholpen worden door de beperking van de mootlengte van een deel van de wand.

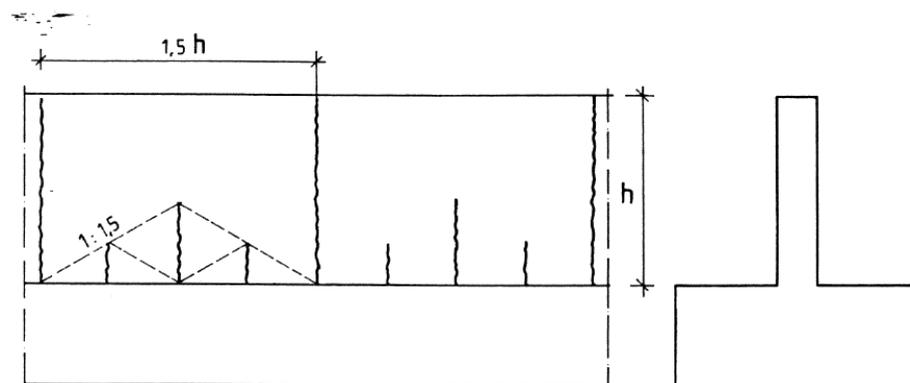


Figuur 4-5 Richting van de scheuren bij verhinderde vervorming [14]

Onderaan kan de wand onder geen enkele voorwaarde vrij vervormen. Er zal met andere woorden altijd scheurvorming optreden. Hier zal dus altijd een speciale detaillering van de vloer-wand verbinding nodig zijn onder de vorm van een waterstop.

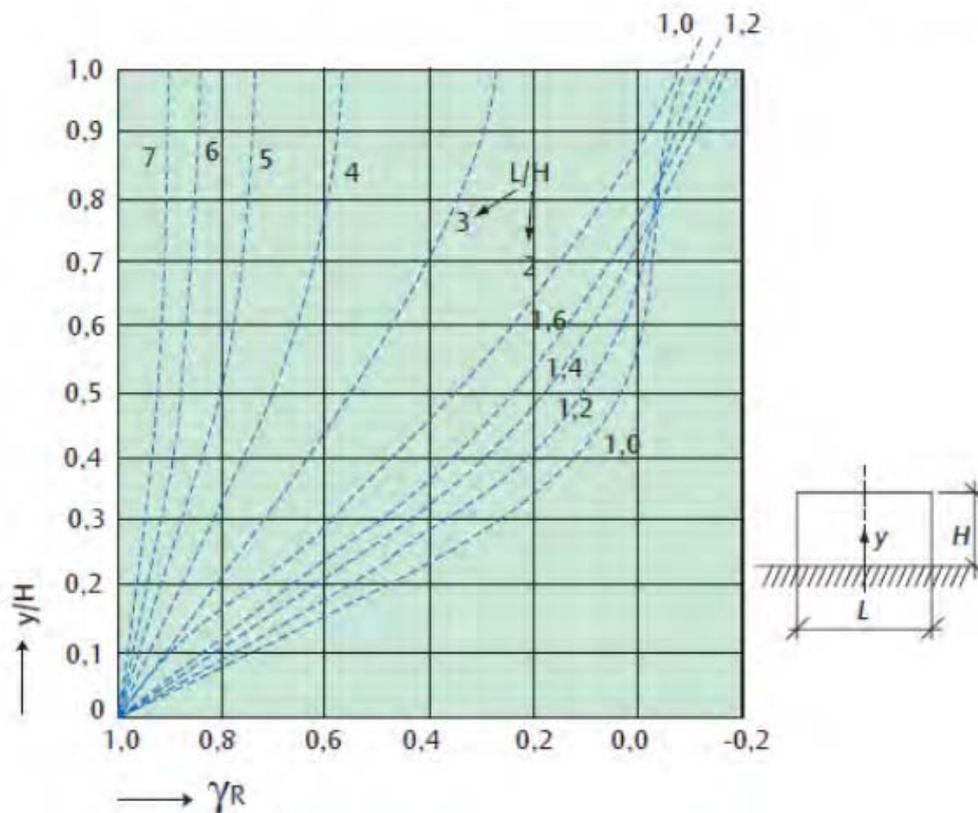
Er wordt eerst en vooral een onderscheid gemaakt tussen meebuigende ondergrond en een onvervormbare ondergrond. Aangezien de vloerplaat reeds is uitgehard en de ondergrond stijf genoeg is om differentiële zettingen te vermijden, wordt geen rekening met het eerste geval gehouden in het verdere verloop. De niet vervormbare ondergrond is tevens ook het meest nadelige geval. Dus indien hier aan de eis voldaan wordt, zal dit ook het geval zijn indien de ondergrond wel kan meevervormen.

Onderstaand scheurpatroon is volgens Breugel te verwachten:



Figuur 4-6 Scheurpatroon volgens Breugel [14]

De primaire scheuren, die over de volledige hoogte doorlopen, zullen meer dan waarschijnlijk op een afstand van 1.5 keer de hoogte voorkomen. Volgende figuur geeft de verhinderingsgraad ( $\gamma_{R,r}$  in Eurocode  $R_{ax}$ ) weer bij een bepaalde lengte/hoogte-verhouding. Men kan voor elke positie  $y$  een waarde aflezen.



Figuur 4-7 Verhinderingsgraad voor wanden met verschillende verhouding L/H [14]

De optredende spanning in het beton is logischerwijs kleiner naarmate de verhinderde vervorming kleiner is. Naarmate de L/H-verhouding kleiner wordt, zal ook de spanning dus kleiner worden. Merk op dat op het punt direct in contact met de vloer de verhinderingsgraad altijd 1 is. Men moet echter streven om het verloop van de curve daarna zo vlak mogelijk te houden.

Bij wijze van voorbeeld, worden bij een wand van 3 meter hoogte de verschillende verhinderingsfactoren berekend. De mootlengte L van de wand zal variëren.

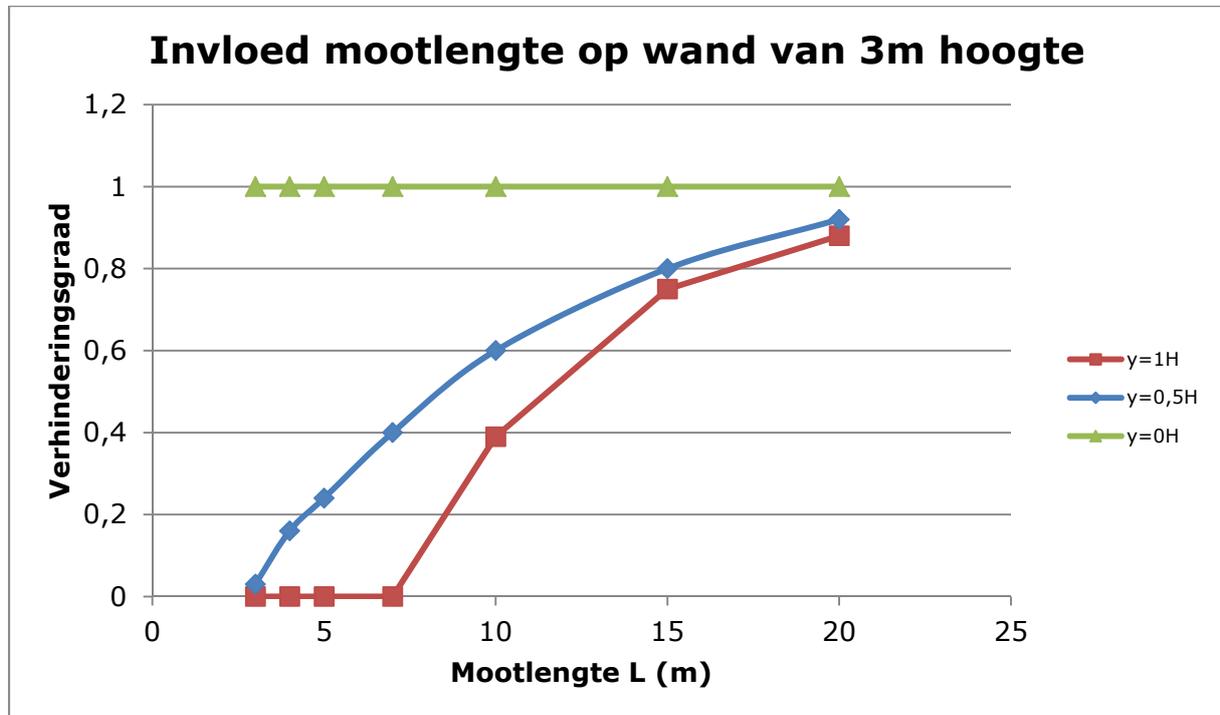
### Hoogte = 3m

y=0,5H							
L	3	4	5	7	10	15	20
L/H	1	1,333	1,667	2,333	3,333	5	6,667
Verhinderingsgraad	0,03	0,16	0,24	0,40	0,6	0,8	0,92

y=1H							
L	3	4	5	7	10	15	20
L/H	1	1,333	1,667	2,333	3,333	5	6,667
Verhinderingsgraad	0	0	0	0	0,39	0,75	0,88

y=0H							
L	3	4	5	7	10	15	20
L/H	1	1,333	1,667	2,333	3,333	5	6,667
Verhinderingsgraad	1	1	1	1	1	1	1

Grafisch worden voorgaande tabellen op onderstaande figuur 5-8 weergegeven.



Figuur 4-8 Verhinderingsgraden bij wandhoogte 3m

Lengte/hoogte verhouding (L/H)	2	3	4	> 8
Verhinderingsgraad	0	0,1	0,6	1,0

Tabel 4-3 Verhinderingsgraad als functie van de L/H-verhouding (Breugel) [14]

Uit voorgaande simulaties kan worden afgeleid dat de verhinderingsgraad op het hoogste punt 0 is tot aan een waarde van  $L/H=2,33$ . Het is dus wenselijk dat de mootlengte altijd onder volgende waarde blijft:

$$L = 2.33 \cdot H \quad (5.1)$$

Zodoende moet men bovenaan al geen extra wapening plaatsen om de verhinderde vervorming op te vangen. Interessanter wordt het indien de verhinderde vervorming door de minimumwapening kan worden opgenomen zonder extra wapening te plaatsen. Eurocode 2 deel 3 geeft tabellen en een formule (p. 58) om de spanning te berekenen uit de optredende rek door de verhinderde vervorming.

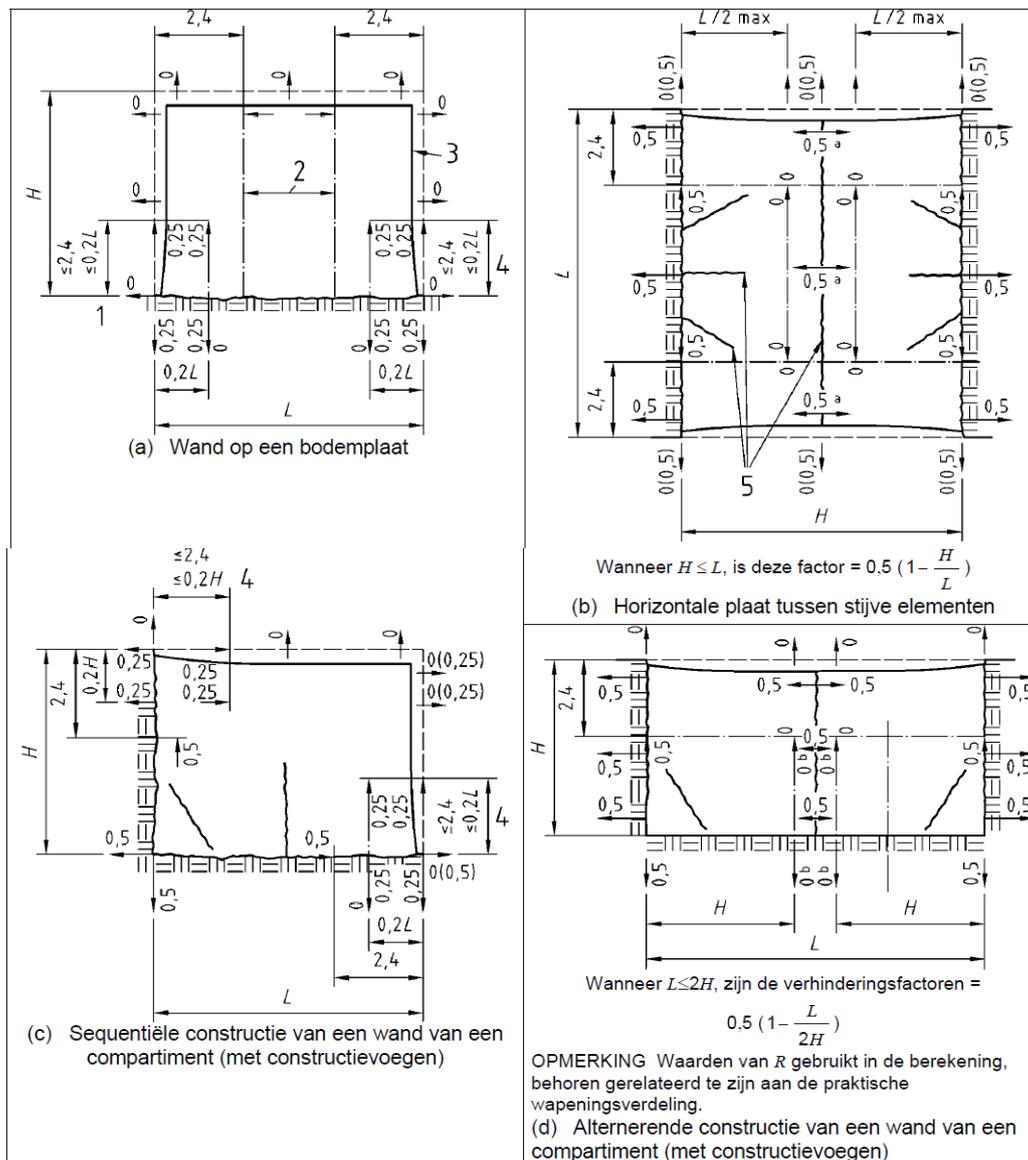
De maximale verhinderingsgraad volgens de figuren is hier echter 0,5. Breugel (Tabel 5-3) gebruikt percentages om de verhinderingsgraad uit te drukken (1 = 100%). Terwijl de waardes uit de Eurocode gebaseerd zijn op de Britse standard BS 8007. Men mag de twee dus niet door elkaar gebruiken, voor de berekening van de spanning. Maar dat

beide methoden op hetzelfde neer komen bewijst de vergelijking tussen Tabel 5-3 en 5-4.

Verhouding L/H (zie Figuur L.1)	Verhinderingsfactor onderaan	Verhinderingsfactor bovenaan
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
> 8	0,5	0,5

Tabel 4-4 Verhinderingsgraad als functie van de L/H-verhouding (Eurocode) [5]

De verhinderingsfactor is net de helft van hetgeen Breugel voorstelt. Voor de redeneringen die volgen, zal enkel nog rekening gehouden worden met de factoren uit laats vermelde tabel en onderstaande figuren, die ook al eerder vermeld werden.



Figuur 4-9 Verhinderingsfactoren: algemeen [5]

De werkelijke vervorming en optredende spanning worden gegeven door

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax})\varepsilon_{iav} \quad (5.2)$$

$$\sigma_z = E_{c,eff}(\varepsilon_{iav} - \varepsilon_{az}) \quad (5.3)$$

Met

- $R_{ax}$ : factor die de graad van uitwendige axiale vervormingsverhindering, geleverd door elementen verbonden met het beschouwde element definieert
- $\varepsilon_{iav}$ : Gemiddelde opgelegde vervorming
- $\varepsilon_{az}$ : Werkelijke vervorming ter hoogte van  $z$
- $z$ : Coördinaat van de doorsnede

De vervorming die zal plaatsvinden is de thermische uitzetting van het beton. Hiernaar werd in paragraaf 3.5.1 al verwezen. Hoe kleiner de mootlengte, hoe kleiner ook deze vervorming.

De sluitmoot moet in alle geval kleiner worden gekozen dan de andere moten. Aangezien deze moot wordt verhinderd aan beide zijanten en de vloer. Het risico op scheuren is hier dan ook het grootst.

#### 4.3.1 Conclusie

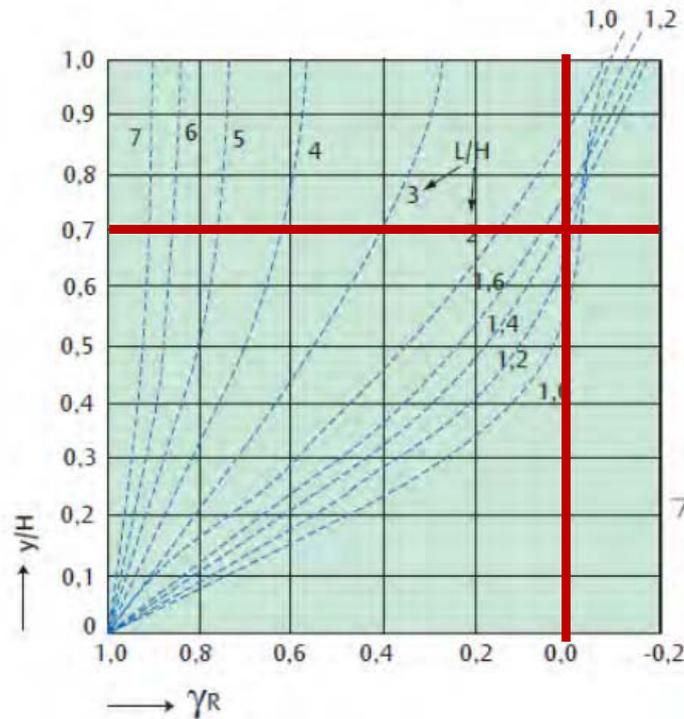
De invloed van de mootlengte is echter niet te herschrijven naar één eenvoudige formule. Men kan via de figuur van Breugel bepalen vanaf welke hoogte men geen verhinderde vervorming, en dus geen extra wapening, meer wil hebben. Deze moet altijd onder de waarde van 2,33 liggen zoals eerder berekend. Zo kan men een verhouding van de mootlengte ten opzichte van de hoogte vastleggen. Nadien kan de optredende spanning worden berekend via de Eurocode. Daarna kan men bepalen of de minimumwapening voldoet en of er eventueel wapening moet bijgeplaatst worden. De verhinderingsgraad van Breugel moet wel gehalveerd worden.

Volgend voorbeeld verduidelijkt bovenstaande beweringen.

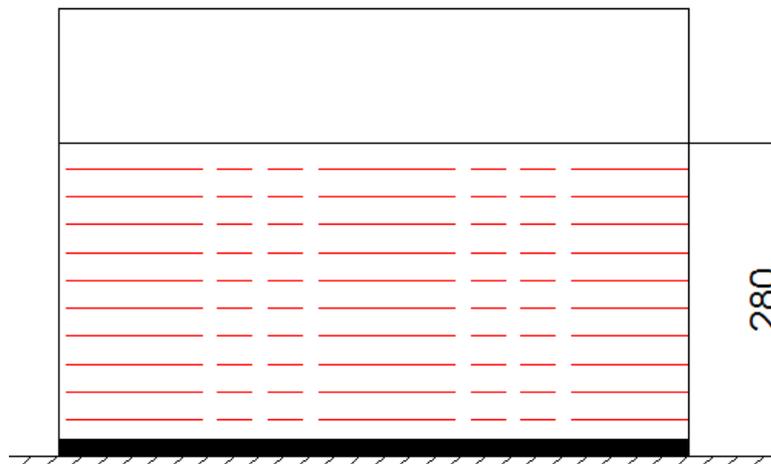
Een wand van 4 meter hoogte wordt gestord op een reeds uitgeharde vloerplaat. Er wordt gekozen om boven  $y/H=0,7$  geen extra wapening te moeten plaatsen.

1.  $L < 2.33 \cdot 4 = 9 \text{ m}$

De mootlengte moet dus zeker kleiner dan deze waarde worden genomen. Liefst nog kleiner.



- 2.
3.  $L/H = 1.4 \rightarrow L = 5.6 \text{ m}$



De bovenste 120 cm kan vrij vervormen en moet dus niet voorzien worden van extra wapening. Het donker ingekleurde gedeelte is de waterstop die altijd moet worden voorzien aangezien de verhinderingsfactor daar, ongeacht de mootlengte, maximaal is. Op de figuur van Breugel kan op eender welk punt de verhinderingsfactor worden bepaald. Het is echter niet praktisch om bij de verschillende verhinderingsgraden ook verschillende wapening te voorzien. Praktisch is het dus aangeraden om met de verhinderingsgraad op 20 cm te rekenen. Deze komt uit op een waarde van 0.45. De wapening zal dan wel overschat worden, maar dit wordt gecompenseerd door het gedeelte dat niet hoeft gewapend te worden.

Men kan deze stappen herhalen en de mootlengte nog kleiner maken tot op het punt waar de minimumwapening voldoet.

### 4.3.2 Cijfervoorbeeld

Bovenstaande gegoten wand van 4 meter hoog en 5,6 meter breed wordt gegoten in volgende omstandigheden:

- Buitentemperatuur = 5 °C
- Betontemperatuur = 40 °C  
→  $\Delta T = 35$  °C
- $\alpha = 12,1 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$  (zie tabel 3-3)

De temperatuursuizetting van het gestorte beton ten opzichte van de reeds uitgeharde vloerplaat is dus volgens formule 3.5:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{therm} &= \alpha * \Delta T \\ \varepsilon_{therm} &= 0.000423 = \varepsilon_{iav}\end{aligned}$$

Vervolgens wordt formules 5.2 toegepast met  $R_{ax} = 0.45$ .

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax})\varepsilon_{iav}$$

$$\varepsilon_{az} = 0.0002329$$

De effectieve elasticiteitsmodulus van een beton C30/37 wordt volgens Eurocode 2 berekend door middel van:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{30472}{1,20} = 25393 \text{ MPa}$$

Bij het invullen van vergelijking 5.3 moet wel nog rekening gehouden worden met de mootlengte,  $L = 5.6$  m

$$\sigma_z = E_{c,eff}(\varepsilon_{iav} - \varepsilon_{az}) \cdot L$$

$$\sigma_z = 27,1 \text{ MPa}$$

De optredende betonspanning zal de toelaatbare trekspanning in het beton ruim overschrijden. Het is dus aangewezen om wapening te plaatsen.

## 5 Betontechnologie

De betonsamenstelling speelt een belangrijke rol. Een van de belangrijkste factoren bij het voorkomen of beperken van de krimp in het beton is de betonsamenstelling. De samenstelling heeft betrekking op volgende onderdelen:

- Betonkwaliteit
- W/C-factor
- Cement
- Korreldiameter

### 5.1 Keuze betonkwaliteit

De betonkwaliteit wordt bepaald door middel van de karakteristieke kubusdruksterkte  $f_{ck}$ . Er kunnen verschillende sterkteklassen onderscheiden worden: C8/10, C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37 enz. Het getal achter de C geeft de vereiste karakteristieke betondruksterkte  $f_{ck}$  weer in N/mm<sup>2</sup>.

Vermits een lagere betonkwaliteit minder cement bevat, zal de optredende krimp in eerste instantie ook aanzienlijk lager zijn. En dus wordt het aangeraden om een lage betonkwaliteit te kiezen om een waterdicht beton te realiseren. Theoretisch gezien zou een beton waterdicht moeten zijn als het een druksterkte vertoont van minstens C30/37.

### 5.2 Water-cementfactor

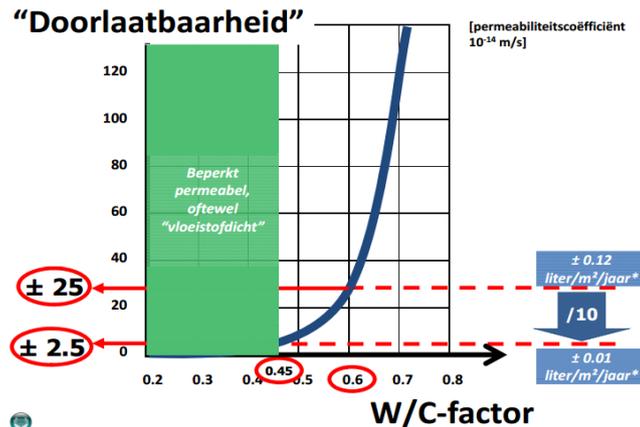
Het beton zelf bestaat uit:

- Cement
- Granulaten
- Water

Het cement staat in voor de binding tussen het grind en het zand. Het cement heeft water nodig om de hydratatiereactie op gang te brengen en zo een versteende massa te vormen. De hoeveelheid water die nodig is om een volledige hydratatie te verzekeren van het cement bedraagt om en bij de 40 % van het cementgewicht. Ongeveer 25% van het cementgewicht wordt chemisch gebonden. De resterende 15% is als gel min of meer chemisch gebonden. De W/C-factor mag niet te hoog zijn voor de dichtheid en niet te laag voor de verwerkbaarheid.

Theoretisch gezien is een W/C factor van 0,4 ideaal om waterdichtheid te realiseren. Maar deze W/C factor zal in de praktijk niet haalbaar zijn omwille van de verwerkbaarheid. Teneinde een goede verwerkbaarheid te bekomen zal de hoeveelheid water moeten verhoogd worden. Wanneer dit overtollige capillaire water verdampt, ontstaan er capillaire ruimtes, wat zich vertaalt in een meer poreus waterdoorlatend beton. Praktisch gezien dient men de W/C-factor te beperken tot 0,45. De gewenste verwerkbaarheid kan bekomen worden door het toevoegen van een plastificeerder. Deze plastificeerders laten toe om bij een gelijkblijvende hoeveelheid water de verwerkbaarheid te verbeteren.

Bij een w/c kleiner dan 0.45 en 0.5 is het beton vrijwel volledig waterdicht. De voorwaarde is een gesloten poriën systeem. Bij een stijgende w/c factor is een grotere hydratatiegraad nodig om een gesloten poriënsysteem te bereiken. Als de w/c factor groter wordt dan 0.5 dan is een gesloten poriënsysteem niet meer mogelijk.



Figuur 5-1 Doorlaatbaarheid in relatie met W/C-factor [27]

Figuur 6-1 geeft de doorlaatbaarheid van het beton in functie van W/C factor. De grens van 0,45 wordt weergegeven met de groene arcering

### 5.3 Cement

Op de markt zijn allerhande cementsoorten te verkrijgen:

- Portlandcement
- Aluminium cement
- Hoogovencement
- Vliegascement
- Wit cement
- Trascement

In 9 van de 10 gevallen wordt gebruik gemaakt van hoogovencement CEM III of portlandcement CEM I. De verschillen tussen beide cementsoorten zijn:

- Hoogovencement heeft een kleinere hydratatiewarmte dan portlandcement.
- Bij hoogovencement is de invloed van de omgevingstemperatuur op de hydratatiesnelheid groter dan bij portlandcement. Bij hogere temperaturen zal de verharding versnellen en bij lagere temperaturen zal de verharding sneller vertragen dan bij een portlandcement.
- Hoogovencement heeft een heel dichte structuur.

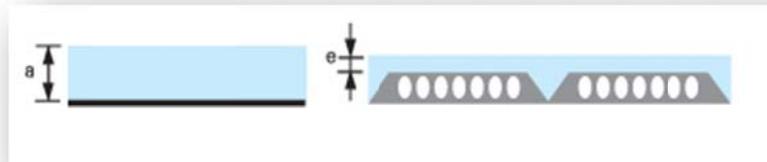
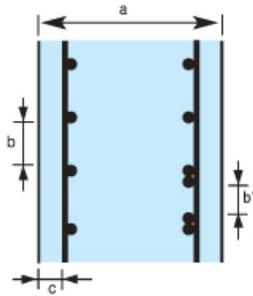
De dichte structuur en de beperkte warmteontwikkeling zorgen ervoor dat hoogovencement het meest geschikt is voor de constructie van waterdichte constructies. Het benodigd cementvolume kan verder verlaagd worden door het toevoegen van vliegias, silica fume enz.

Vliegias bezit zogenaamde puzzolane eigenschappen waardoor het reageert, wanneer het in contact komt met water en gebluste kalk, tot een cementachtig materiaal. Omwille van deze reden, wordt het toegepast in de cementproductie. Alsook kan het in beton gebruikt worden ter vervanging van cement. Door de verlaging van de cementhoeveelheid zal ook de uiteindelijke krimp kleiner zijn.

## 5.4 Korreldiameter $D_{max}$

Er wordt sterk aangeraden om  $D_{max}$  niet hoger te kiezen dan:

- $1/5 a$      a: de kleinste afstand tussen de bekistingswanden of de vloerdikte
- $3/4 b$      b: kleinste afstand tussen de bewapeningsstaven
- $1.5 b'$     b': afstand tussen de wapeningsstaven ter hoogte van de wapeningslassen
- $1 c$         c: betondekking
- $2/5 e$        e: dikte van de opstortlaag van een samengestelde vloer



Figuur 5-2 Toelichting van de afmetingen [28]



## 6 Risico's bij de uitvoering

Indien de wapening op de correctie manier is berekend, kan er theoretisch gezien slechts een minieme hoeveelheid water door de betonnen structuur binnendringen. Dit is natuurlijk afhankelijk van de waterdichtheidsklasse waarvoor de berekeningen zijn uitgevoerd. Cruciaal is echter de uitvoering en het naleven van bepaalde regels die beschreven zijn door de norm, of door logisch redeneren van de aannemer. Puur economisch is het natuurlijk beter dat er preventief wordt opgetreden in plaats van dure en werk intensieve nabehandelingmethoden te moeten toepassen. Bovendien zijn vele nabehandelingstechnieken niet optimaal en wordt het probleem vaak gewoon verplaatst naar een andere locatie.

### 6.1 Voegen

Constructievoegen zijn onvermijdelijk in een bouwwerk. Bovendien zijn dit ook nog eens de zwakste schakels in een waterdichte betonconstructie indien men geen maatregelen treft. Men kan een onderscheid maken tussen constructievoegen, krimpvoeg en hernemingsvoegen. In volgende paragrafen wordt uitvoerig besproken welke aandacht men moet schenken aan de uitvoeringsdetails bij elke soort constructievoeg. De waterkeringsmiddelen kunnen zowel intern als extern worden aangebracht. Wat dat precies inhoudt, wordt duidelijk in de volgende paragrafen.

#### 6.1.1 Statische maatregelen

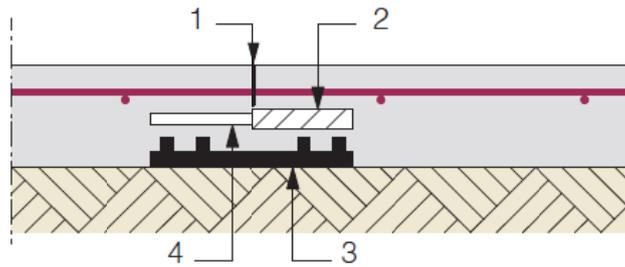
##### 6.1.1.1 Hernemings- en krimpvoegen

De problematiek van de waterdoorlating langs deze voegen is analoog in beide gevallen. Een hernemingsvoeg wordt voorzien wanneer een structuur niet in één keer gestort kan worden. Met een wand-vloer constructie als voorbeeld. Er tekent zich dan een soort van scheur af wat een makkelijke doorgang voor het water is. Krimpvoegen zijn plaatselijke verzwakkingen over de volledige lengte of breedte van een vloerplaat of wand, die het beton gecontroleerd kan laten scheuren. Ook hier ontstaat een doorlopend kanaal wat nefast is voor de waterdichtheid. De maatregelen die moeten worden genomen, zien er identiek uit voor beide gevallen.

Er zijn twee soorten materialen die hiervoor kunnen dienen, kunststof en staal. Het is belangrijk dat men beide materiaaleigenschappen in het achterhoofd houdt, want de werking van de materialen bepaalt hoe waterdicht de voeg zal zijn. Ook een combinatie van beide materialen is mogelijk.

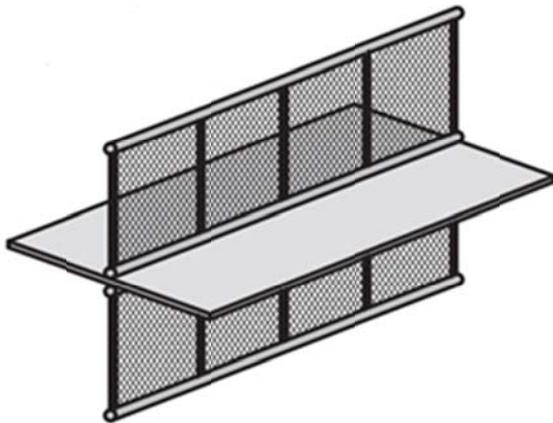
#### Aansluitingen van twee vloerplaten

Als eerste wordt de aansluiting van twee vloerplaten bekeken (deze worden ook toegepast op de wand-wand aansluitingen). Figuur 7-1 geeft de situatie met een deugel weer (nr. 2 & 4). Een deugel is niet altijd noodzakelijk, maar in een situatie als een ondergrondse parkeergarage is dit wel van toepassing om de dwarskrachten te kunnen overbrengen. Nummer 3 op de figuur is de waterstop uit kunststof die extern is aangebracht over de volledige lengte van de voeg. Nummer is de krimpvoeg die voorzien zal worden.



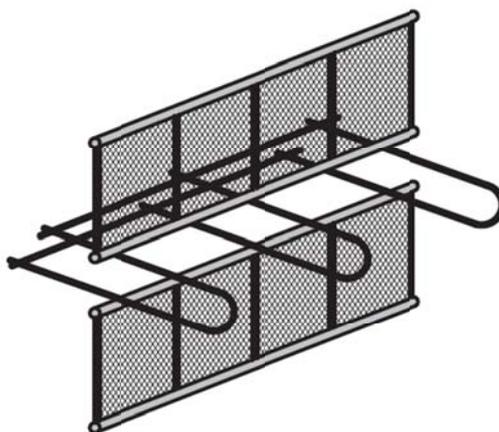
**Figuur 6-1 Detaillering gedevelde krimpvoeg [1]**

Volgende voorbeelden van een interne maatregel tonen aan dat ook de combinatie tussen de verschillende materialen kan gemaakt worden.



**Figuur 6-2 Waterstop met geperforeerd stalen strekmateriaal [1]**

Op Figuur 7-2 wordt een stalen plaat voorzien als waterstop en het geperforeerde stalen strekmateriaal doet dienst als verloren bekisting. De foto op de deze figuur is een voorbeeld van een uitvoering van dergelijk materiaal. Om de combinatie te maken met een bitumineus materiaal moet de staalplaat vervangen worden door beugels. Hierdoor kan de band eenvoudigweg tussen de beugels worden geplaatst (Figuur 7-3).



**Figuur 6-3 Bitumineuze waterstop [1]**

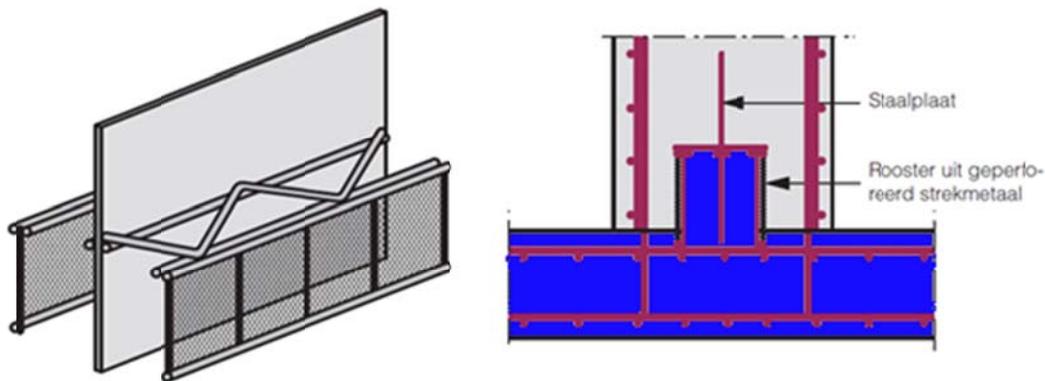
Voorgaande drie maatregelen zijn gebaseerd op het principe dat men de weg voor het water zo lang mogelijk en zo moeilijk mogelijk moet maken om aan de andere zijde van

de barrière te geraken. De aansluiting van het beton met deze materialen moeten dus ook bijzonder goed zijn. Men moet op voorhand al bepalen welke maatregel men zal nemen en ervoor zorgen dat de passieve wapening niet in de weg zit van deze systemen.

Een interne kan mits een goede uitvoering, garanderen dat men een waterdichtheidsklasse 2 verkrijgt (zie tabel 2-1). Bij een externe voeg is dit klasse 1. De weg die moet worden afgelegd is langer bij een interne maatregel, wat bovenstaande stelling verklaart.

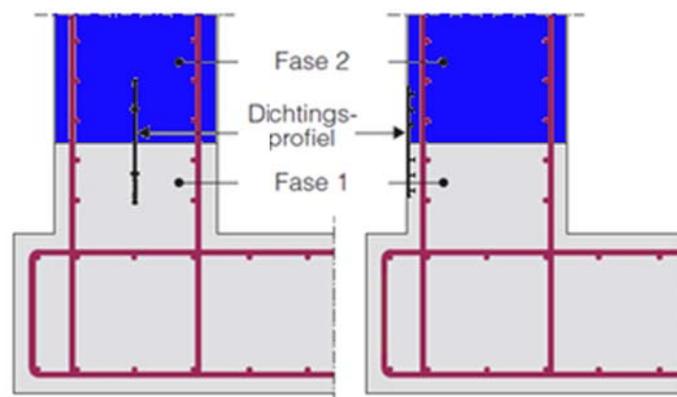
### Wand-aansluiting

Een volgend probleem is de wand-vloer aansluiting. Ook hier is weer hetzelfde principe van toepassing. Dit kan gerealiseerd worden met een systeem dat vergelijkbaar is met Figuur 7-2, maar met een andere positionering van de staalplaat en de verloren bekisting. Dit systeem wordt in de eerste fase, de storting van de vloerplaat, geplaatst en aangestort met beton tot aan de helft van de waterstop (blauwe gedeelte op Figuur 7-4 ). Ter plaatse van de opstand moet er extra verdicht worden als extra veiligheidsmaatregel voor de permeabiliteit. Er moet ook rekening gehouden worden dat de breedte van de opstand groter of gelijk moet zijn aan  $1/3$  van de dikte van de wand.



**Figuur 6-4 Wand-vloer detaillering: mogelijkheid 1 [1]**

Een tweede mogelijkheid is een betonnen opstand voorzien die gelijktijdig met de vloerplaat bekist wordt (Figuur 7-5). Vervolgens kunnen dezelfde maatregelen worden toegepast als de wand-wand aansluiting. Deze methode is economischer, omdat er minder materiaal moet worden gebruikt. De plaatsing van de bekisting is echter iets complexer. Waardoor er dus een afweging moet gemaakt worden van wat prioriteit heeft, materiaalkosten of werkuren.



**Figuur 6-5 Wand-vloer detaillering: mogelijkheid 2 [1]**

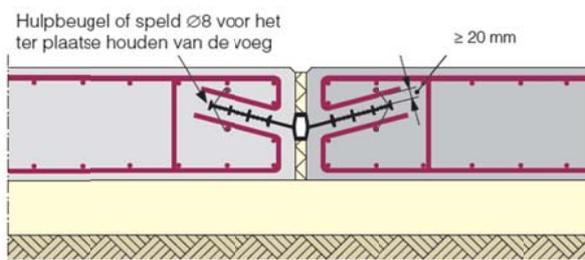
Belangrijk om te controleren alvorens de wand wordt gestort, is de vlakheid van de vloerplaat. Indien dit niet het geval is, ontstaan er kleine openingen tussen de bekisting van de wand en de vloer. Hierdoor kan er cementmelk ontsnappen en ontstaan er uiteindelijk grindnesten. De openingen moeten dus voor het storten opgevuld worden indien de plaat enkele onvlakheden vertoont.

### 6.1.1.2 Constructievoegen

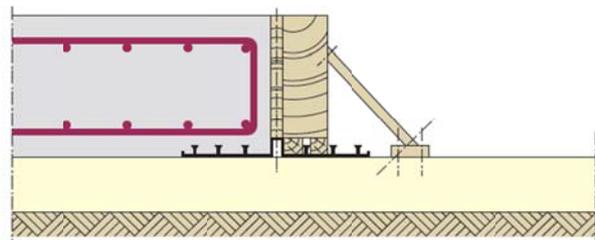
Constructievoegen worden voorzien indien er zettings- of uitzettingsverschijnselen zich zullen voordoen. Het spreekt voor zich dat een uitzettingsvoeg, een grote opening van soms zelfs enkele centimeters, moet opgevuld worden met elastisch materiaal om de werking van het beton niet tegen te gaan. Zettingsvoegen moeten liefst vermeden worden, een oplossing hiervoor bestaat dan ook vaak uit een grondverbetering in plaats van een constructieve oplossing voor het waterprobleem.

Het grote verschil met de hernemingsvoegen is de grootte van de voeg en dus ook het feit dat er totaal geen schuifkrachten kunnen worden overgedragen tussen de twee elementen. Er wordt in dit geval dan ook een onderscheid gemaakt tussen zwaar en niet zwaar belaste structuren om te bepalen welk type van waterkering van toepassing is.

De weinig belaste voegen kunnen worden voorzien van elastische synthetische materialen. Figuur 7-6 (a) geeft een externe en 7-6 (b) een interne uitvoering van dergelijke voeg. De voeg wordt daarna opgevuld met een samendrukbaar materiaal. De ovale, holle structuur in de voeg geeft het systeem de mogelijkheid om uit te rekken en terug samengedrukt te worden zonder gevaar op scheuren in het materiaal. De reden waarom de interne voeg met zijn vleugels naar boven staat (ongeveer onder een hoek van  $10^\circ$ ), is om de afvoer van luchtballen te bevorderen tijdens de storting van het beton.

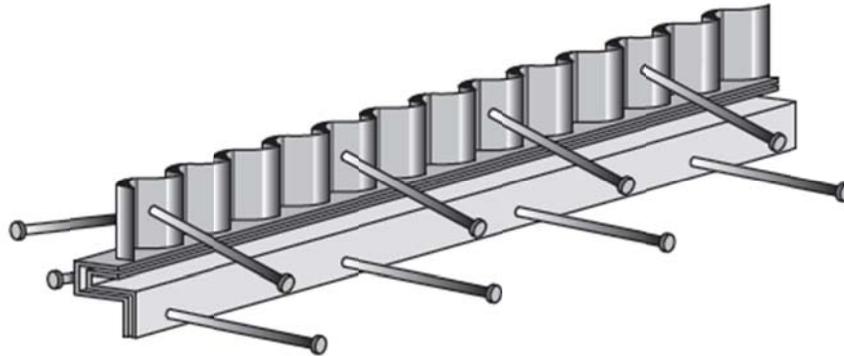


**Figuur 6-6 (a) Elastische interne uitzettingsvoeg [1]**



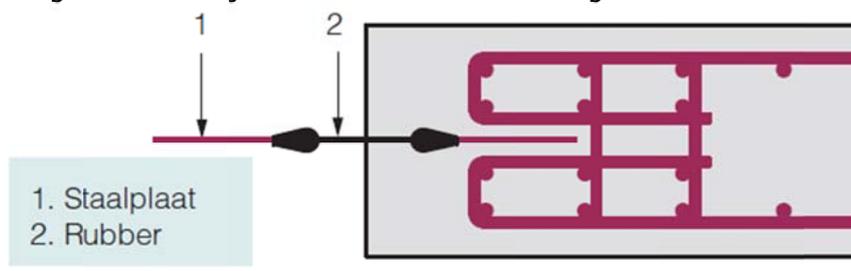
**Figuur 7-6 (b) Elastische externe uitzettingsvoeg [1]**

Voor zwaar belaste voegen dienen metalen profielen gebruikt te worden die wel de mogelijkheid hebben om de schuifkrachten door te geven. Figuur 7-7 geeft een van de mogelijkheden weer die er op de markt zijn. De verankeringswapening en de geplooidestructuur geven de mogelijkheid om dwarskrachten door te geven, zodat er geen verzakking kan plaatsvinden tussen vloerplaten. De horizontale 'groef' en 'tand' geeft de mogelijkheid tot verplaatsing zonder dat er openingen in de gehele structuur voorkomen waar water door kan sijpelen.



**Figuur 6-7 Constructievoeg met dwarskrachtcapaciteit [1]**

Interessant om te vermelden bij de wand-wand constructievoeg is de combinatie van staalplaat en rubber. Zoals op Figuur 7-8 is weergegeven, geeft het staal het voordeel van de bevestiging op de aanwezige wapening wat de opstellingstijd van de bekisting aanzienlijk vermindert. Het staal zorgt voor een goede hechting terwijl het rubber de waterdichtheid garandeert bij de thermische vervormingen.



**Figuur 6-8 Uitzettingsvoeg met materiaalcombinatie [1]**

Indien bij eender welke oplossingsmethode stalen platen gebruikt worden dienen volgende regels nageleefd te worden.

- De overlappingslengte dient op zijn minst volgende waarde te zijn:
  - Gelast: 2 cm
  - Gelijmd: 10 cm
  - Niet verbonden: 20 cm

## 6.1.2 Dynamische maatregelen

### 6.1.2.1 Bentonietband

Deze methode is echter niet aan te raden indien dit de enige preventieve maatregel voor waterkering is. Het kan wel een goede aanvulling zijn op de al eerder besproken waterstopmaterialen. Bentoniet is een kleisoort die door middel van wateropname tot vier maal in volume kunnen vermeerderen. Het is een gekend product in de bouwwereld als toepassing voor het openhouden van sleuven. Door externe factoren zoals verontreiniging kan de zwellende eigenschap echter afnemen. Het is deze onzekerheid die ervoor zorgt dat het materiaal nooit de actieve factor mag zijn om de voeg dicht te maken.

Door de expansieve eigenschap, moet de band op minstens 7 cm van het buitenoppervlak geplaatst worden. Hierdoor vermijdt men dat het beton beschadigd wordt aan het oppervlak.



**Figuur 6-9  
Bentonietband  
voor het storten  
van beton**

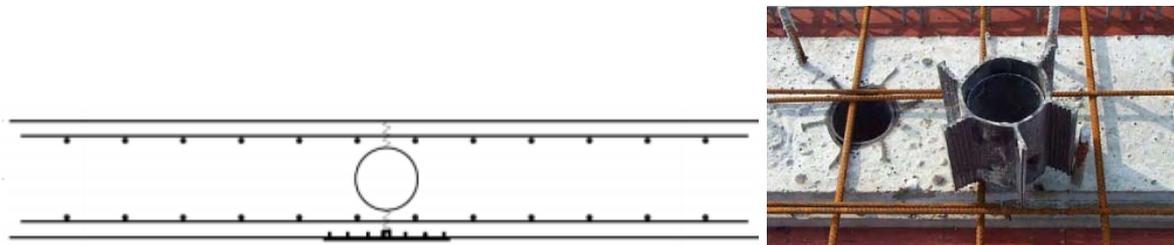
### 6.1.3 Gebruik van scheurprofielen

Om te vermijden dat scheuren in betonconstructies watervoerend worden, kan men een scheurprofiel gaan toepassen. Door de betonnen wand op bepaalde plaatsen lokaal iets zwakker te maken, wordt ervoor gezorgd dat de scheuren net op die plaats gaan ontstaan. In combinatie met een waterdichte bescherming ontstaan er gecontroleerde niet- watervoerende scheuren. Dit naar analogie van het plaatselijk insnijden van een krimpvoeg. Dit heeft tot gevolg dat de voeg door de krimp van het beton net daar zal scheuren.

De locatie van deze scheurprofielen is afhankelijk van het meest waarschijnlijke scheurpatroon. Zoals ook eerder is aangehaald en zichtbaar is op Figuur 5-6. Op deze figuur, waar de kromming van de wand volledig wordt tegengehouden door de vloer, zullen de primaire scheuren zich op een afstand van 1.5 keer de wandhoogte van elkaar bevinden.

Een manier om dergelijk systeem te realiseren is het gebruik van een zogenaamde krimpkoek van figuur 7-10. Deze koek wordt ingestort in de betonnen wand. In de koek zelf zit geen beton, waardoor de wand op die plaats plaatselijk zeer zwak zal zijn. T.g.v. van de krimpspanningen zal het beton ter hoogte van de koek het begeven. De scheur die aldus ontstaat loopt vanaf het betonoppervlak tot aan het kokeroppervlak. Doordat de koek uit een flexibel materiaal bestaat, is het onmogelijk om een volledig doorlopende scheur te krijgen op die plaats. Waardoor de scheur "waterdicht" uitgevoerd kan worden.

Een groot minpunt van deze techniek is de blootstelling van de wapening aan de waterzijde van de wand. Dit kan vermeden worden door aan de buitenkant van de wand een waterkering te voorzien die het indringen van water in de scheur en dus de aantasting van de wapening voorkomt.



Figuur 6-10 Schets en praktijkbeeld van de scheurkoker

## 6.2 Beton storten

Analoog aan het eerder vermelde verschijnsel van sedimentatie (paragraaf 3.1), is bij het storten van het beton de kans groot op segregatie indien niet de juiste voorzorgsmaatregelen worden genomen. De term segregatie van beton is een ander woord voor ontmenging.

Bij het storten van beton in een bekisting moet men rekening houden met volgende aandachtspunten om tot een goed eindresultaat te komen:

1. De valhoogte van de betonspecie beperken (maximum 1 m). Een te grote valhoogte geeft aan de specie een dynamische kracht die mogelijk leidt tot:
  - Ontmenging
  - Vervorming van de bekisting of het opengaan ervan

- De afstandhouders die verplaatsen. Bijgevolg zal de betondekking verminderen
- Een verplaatsing van de wapening

De storthoogte kan verkleind worden door het gebruik van stortgoten. Deze zorgen ervoor dat het beton in de bekisting vloeit in plaats van erin te vallen.

2. Bij het betonneren van een wand, dient de bekisting over de volledige lengte gevuld te worden in opeenvolgende lagen, die één na één getrild moeten worden. Om ontmenging te vermijden mag het beton in geen geval met een trilnaald vanuit een centraal punt naar de zijanten verplaatst worden.
3. Bij het betonneren van kolommen, dient de bekisting eveneens in opeenvolgende lagen gevuld te worden.

### 6.3 Poreus beton

Pas gestort beton heeft ongeveer 15 tot 20 % ingesloten lucht. Indien het beton in deze toestand zou uitharden, zou het beton veel te poreus zijn. Dit zou de waterdichtheid, duurzaamheid en sterkte nadelig beïnvloeden. Zeker wanneer de poriën met elkaar in verbinding staan.

De invloed van het luchtgehalte op de sterkte kan geschat worden met behulp van de formule van Féret:

$$f_c = k_f f_{mc} \left( \frac{V_c}{V_c + V_e + V_a} \right)^2$$

Met

- $f_c$ : betondruksterkte op de beschouwde ouderdom
- $f_{mc}$ : sterkte van de normaalmortel met het gebruikte cement op dezelfde ouderdom
- $k_f$ : coëfficiënt
- $V_c, V_e, V_a$ : representatieve volumes van het cement, water en het luchtvolume

Uit deze formule blijkt dat een toename van de hoeveelheid ingesloten lucht leidt tot een daling van de druksterkte. Doorgaans wordt een druksterkteverlies van 3 N/mm<sup>2</sup> per % supplementaire lucht voorspeld. Daarnaast zal het verdichten ook zorgen voor een gelijkmatiger betonoppervlak.

De methodes toegepast om te verdichten kunnen ingedeeld worden in 2 groepen:

- Trillen & schokken: methodes die de wrijving verminderen door een dynamische werking.
- Persen, centrifugeren & walsen: methodes die de druk verhogen

Hieronder worden kort de voornaamste verdichtingsmethodes besproken.

#### 6.3.1 Trilnaalden

Bestaan uit een metalen buis waarin een excentrisch geplaatste massa met hoge snelheid ronddraait en zo trillingen opwekt. De aandrijving gebeurt pneumatisch of elektrisch.

- Elektrische naald:

Is het meest gebruikt en wordt aangesloten op een 230/400 V 50 Hz net. Via een convector wordt de spanning en de frequentie omgevormd naar 42 V 200 Hz (12000cycli/min)

- Pneumatische naald:

De excentrische massa wordt aangestuurd door perslucht. Deze naald wordt minder gebruikt omwille van de noodzaak van een compressor met voldoende capaciteit. De werkfrequentie ligt tussen de 250 en 300 Hz

De diameter van de naalden varieert tussen de 20 en 60 mm. De keuze van de diameter hangt af van volgende parameters :

- Het totaal betonvolume dat getrild moet worden
- Grootste korrelafmeting
- Wapeningsdichtheid
- Hanteerbaarheid

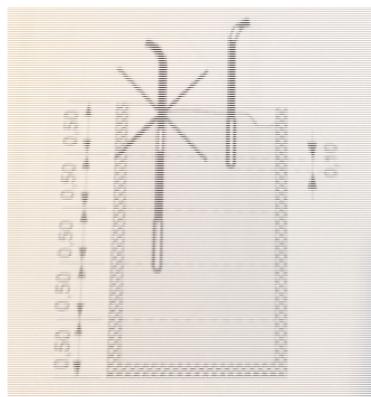
Algemeen mag men stellen dat een diameter groter dan 70 mm voorbehouden is voor een  $D_{max}$  van 25 mm. De meest voorkomende naalddiameter bedraagt 50 mm.

Naast de diameter en de frequentie van de naald is er één verband dat men absoluut niet uit het oog mag verliezen om een goede verdichting mogelijk te maken, namelijk het verband tussen de actieradius en de naalddiameter.

- Naald van 25 mm heeft een actieradius van 10 cm
- Naald van 50 mm heeft een actieradius van 20 tot 30cm
- Naald van 100 mm heeft een actieradius van 50 cm

Om een degelijke verdichting te bekomen, moet men een aantal simpele regels respecteren:

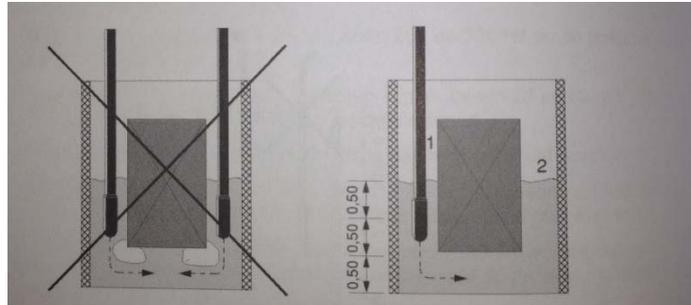
- De naald van punt tot punt verplaatsen waarbij de tussenliggende afstand van opeenvolgende punten 6 tot 8 keer de naalddiameter bedraagt. Voor een naald met een diameter van 50 mm dient de men de naald steeds over een afstand van 30 tot 40 cm te verplaatsen t.o.v. het vorige trilpunt om een goede verdichting mogelijk te maken.
- Het beton trillen in lagen van maximum 30 tot 50 cm
- Als het getrilde element verschillende laagdiktes vertoont, dient de trilnaald tot ongeveer 10 cm in de onderliggende laag te worden gebracht zoals figuur 7-11 aangeeft.



**Figuur 6-11 Trillen in verschillende laagdiktes [25]**

- De wapening niet aanraken met de trilnaald. Indien dit gebeurt planten de trillingen zich voort via de wapening naar zones die reeds getrild werden. Dit leidt tot heterogeniteit in de verdichting. Dit kan zichtbaar worden in het betonoppervlak.

- Een trilnaald dient niet om het beton horizontaal te verplaatsen.
- In geval van uitsparingen dient men aan 1 kant te trillen (1 op Figuur 7-12), in lagen van 50 cm, totdat het beton aan de andere kant (2) verschijnt. Indien men langs 2 kanten trilt, bestaat de kans dat er luchtinsluitsels ontstaan in het onderste deel.



Figuur 6-12 Trillen bij insluitsels [25]

- De triltijd dient beperkt te blijven. Onderstaande formule geeft bij benadering de maximale totale triltijd, om tot een optimale verdichting te komen.

$$T = \frac{25}{\phi} \left( \frac{100}{A+5} + G \right) \left( \frac{V}{10} + 2.5 \right) F$$

Met:

- T: Totale triltijd in seconden
- $\phi$ : diameter van de trilnaald, mm
- A: zetmaat, cm
- V: Cadans van het storten, l/u
- G: korrelcoëfficiënt
- F: wapeningscoëfficiënt

### 6.3.2 Bekistingstriller

Deze worden aan de buitenkant van de bekisting aangebracht. De trillingen worden via de bekisting overgebracht op het beton. Deze techniek wordt vooral toegepast voor hoge constructie elementen met beperkte dwarsafmetingen.

Houten bekistingen dienen laagfrequent getrild te worden. In tegenstelling tot stalen bekistingen, die hoog frequent getrild mogen worden.

### 6.3.3 Oppervlaktetriller

Het basiselement van de trilbalk bestaat meestal uit 2 profielen. Dit basiselement is uitgerust met handgrepen en wordt verder uitgebreid met een trilling verdelend systeem waarop de trillingsbron gemonteerd wordt.

### 6.3.4 Verdichten door schokken

Is vergelijkbaar met trillen maar verschilt van het trillen door volgende punten:

- Geringe frequentie(3-4 Hz)
- Grote amplitude
- In de tijd asymmetrische trilbeweging rond de evenwichtsstand

Met deze methode is het mogelijk om de specie geleidelijk en in dunne lagen in de bekisting te brengen zonder dat het verdichtingsproces wordt onderbroken.

## 6.4 Weersomstandigheden

De weersomstandigheden op het tijdstip van het storten, en de eerste dagen na het storten zijn van invloed op de sterkteontwikkeling van het beton, maar ook de scheurvorming. Vermits de weersomstandigheden voortdurend wijzigen, kan het nodig zijn om de betonsamenstelling in laatste instantie nog te wijzigen. Om zo de gewenste sterkte, verwerkbaarheid, etc. te verkrijgen.

Hiervoor dient er een goede communicatie te zijn tussen de betontechnoloog en de aannemer in situ. Hieronder worden de weersomstandigheden besproken die het meest van invloed zijn op de betonkwaliteit, alsook zullen de preventieve maatregelen besproken worden om deze invloeden tot een minimum te herleiden.

### 6.4.1 Warm of droog weer

Als de luchttemperatuur op het ogenblik van de betonverwerking hoger is dan 25°C en de temperatuur van het beton zelf hoger is dan 30°C dienen er maatregelen genomen te worden om het beton te beschermen.

Zo zal warm en droog weer een aantal nadelige gevolgen hebben:

- Snellere uitdroging van het beton met krimp-scheuren tot gevolg
- Thermische vervormingen t.g.v. temperatuurschommelingen in het beton door opwarming
- De bindingsreactie van het cement zal sneller gebeuren
- Verwerkbaarheid verminderd
- Slump (zetmaat) neemt sneller af. Dit is gekoppeld aan de verwerkbaarheid
- Vermindering van mechanische prestaties van het beton (poreuzer)

De scheurvorming van het beton zal hoofdzakelijk veroorzaakt worden door het verdampen (uitdrogen) van het betonmengsel door de verhoogde temperaturen en de aanwezigheid van de wind.

Bij vers gestort beton, kan het water via de oppervlakken blootgesteld aan de lucht gaan verdampen. Vooral vloeren zullen erg onderhevig zijn aan deze invloed. Eerder weergegeven Figuur 3-3 geeft het verband tussen de temperatuur van het beton  $t_B$ , de luchttemperatuur  $t_A$ , de relatieve luchtvochtigheid  $h_r$ , en de windsnelheid  $v_A$ .

Er zal bijvoorbeeld bij een betontemperatuur van 25°C, gestort bij normale omstandigheden en bij een windsnelheid van 25 km/u, 1l water per uur per m<sup>2</sup> verdampen. Dit is enorm veel vermits het betonoppervlak ongeveer 4l water per m<sup>2</sup> bevat.

Voor de hydratatiereactie van het cement is het noodzakelijk dat er voortdurend water aanwezig is. Indien dit niet het geval is wordt het betonoppervlak gekenmerkt door plastische scheurvorming.

Om deze nadelige invloeden te vermijden, kunnen volgende maatregelen getroffen worden:

- Gebruik van kouder aanmaakwater.

De temperatuur van het aanmaakwater is een interessante parameter om de temperatuur van het beton te wijzigen. Dit is mogelijk omdat de bijdrage van het water in de warmtebalans tot 25% bedraagt.

Hieronder de soortelijke warmte van de verschillende betonbestanddelen:

Cement: 837 J/kg°C  
Granulaten: 962 J/kg°C  
Water: 4169 J/kg°C

Hieruit blijkt dat de massawarmte van water ongeveer 5 keer groter is dan die van het cement en van de granulaten.

### Voorbeeld:

De warmtebalans van een klassiek constructiebeton is als volgt:

800 l grind =	1270 kg x 962 J/kg°C =	1221 740 J/°C
400 l zand =	620 kg x 962 J/kg°C =	596 440 J/°C
350 kg cement =	350 kg x 837 J/kg°C =	292 950 J/°C
175 l water =	175 kg x 4169 J/kg°C =	729 575 J/°C
Totaal: 2415 kg beton		2 840 705 J/°C

De massawarmte per kg van het beton bedraagt dus  $\frac{2840705}{2415} = 1176 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$

De verhouding van de massawarmte van het water tot die van het beton is dus om en bij de 25%:

$$\frac{729 575}{2 840 750} = 0.257$$

### Praktische toepassing:

Nu zal de eindtemperatuur van een beton met dezelfde samenstelling als voorgaand voorbeeld bepaald worden. De volgende temperaturen van de bestanddelen zullen worden aangenomen:

Cement: 50°C (reactietemperatuur)  
Grind en zand: 5°C  
Water: 20°C

De warmte-inhoud van bestanddelen wordt dan:

Zand en grind =	1890 kg x 962 J/kg°C x 5°C =	9 090 000 J
Cement =	350 kg x 837 J/kg°C x 50°C =	14 647 500 J
Water =	175 kg x 4169 J/kg°C x 20°C =	14 591 500 J
Totaal:	2415 kg x 1176 J/kg°C x T(°C) =	38 329 000 J

Zodat de betontemperatuur 13,5 °C bedraagt:

$$T(^{\circ}\text{C}) = \frac{38 329 000 \text{ J}}{2415 \text{ kg} \times 1176 \text{ J/kg}^\circ\text{C}} = 13.5^{\circ}\text{C}$$

Stel dat men de temperatuur van het water verlaagt tot 10 °C. De warmte-inhoud van bestanddelen wordt dan:

Zand en grind =	1890 kg x 962 J/kg°C x 5°C =	9 090 000 J
Cement =	350 kg x 837 J/kg°C x 50°C =	14 647 500 J
Water =	175 kg x 4169 J/kg°C x 10°C =	7 295 750 J
Totaal:	2415 kg x 1176 J/kg°C x T(°C) =	31 034 150 J

Zodat de betontemperatuur 10,9 °C bedraagt:

$$T(^{\circ}\text{C}) = \frac{31\,034\,150\text{J}}{2415\text{ kg} \times 1176\text{ J/kg}^{\circ}\text{C}} = 10.9^{\circ}\text{C}$$

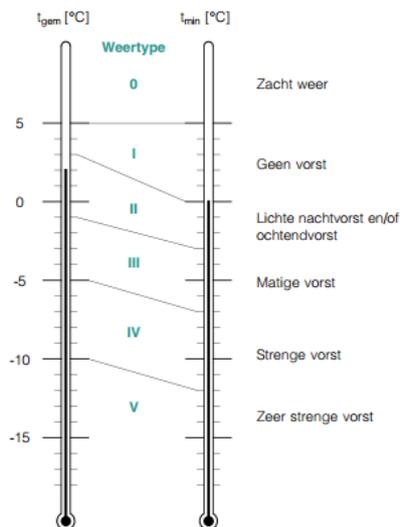
Door de watertemperatuur te wijzigen, kan de betontemperatuur dus sterk beïnvloed worden.

- In normaalomstandigheden ( luchttemperatuur van 20°C en een relatieve vochtigheid van 60%) volstaat het beton te besproeien met wit of metalliek gepigmenteerde nabehandlingsproducten. Deze producten gaan door hun kleur of glans het zonlicht weerkaatsen, en dus de opwarming van het beton verminderen.
- Onderbreek het storten als de temperatuur  $\geq 30^{\circ}\text{C}$ .
- Gebruik een tragere cementsoort.
- Zoveel mogelijk storten op de frisse momenten van de dag
- De onderlaag en bekisting moeten bevochtigd worden of voorzien van een plastic folie
- Bedekken van het beton met jutte, rietmatten om de vochtigheid vast te houden.

### 6.4.2 Koud weer

Het aanmaakwater in beton reageert net hetzelfde als gewoon water en bevriest bij temperaturen lager dan 0°C. Door het bevriezen kan het watervolume tot 9% uitzetten. Men moet hier echter een onderscheid maken tussen water dat bevriest in vers beton en water dat bevriest in jong, gehard beton:

- **Vers beton:**  
De volumetoename wordt relatief makkelijk opgenomen in het verse beton, maar zorgt wel dat het beton over de bekisting loopt. Dit resulteert in een beton met een hoge porositeit en een onvolledige hydratatie van het cement. Waardoor de mechanische eigenschappen van het beton sterk verminderen.
- **Jong beton:**  
De temperatuurgradiënt tussen het betonoppervlak en de betonkern zal zorgen voor trekspanningen aan het oppervlak. Deze spanningen zullen samen met de uitzetting t.g.v. van het bevriezen van het water leiden tot een onsamenhangend beton.



Om vorstschade te vermijden kan men als regel aannemen dat de temperatuur van het oppervlak blootgesteld aan de lucht, in de eerste 72 uur niet onder de 5°C mag komen. Alle preventieve maatregelen moeten aangehouden worden tot het beton een druksterkte heeft van 5 N/mm<sup>2</sup>. Om de juiste maatregelen te kunnen treffen heeft het WTCB en SECO zes weertypes vastgelegd. Met weertype 0 wordt geen rekening gehouden in tabel 7-1 en 7-2, omdat er geen extra maatregelen nodig zijn.

Figuur 7-14 geeft de zes weertypes weer, afhankelijk van de gemiddelde en de minimale luchttemperatuur tijdens de eerste 24 uur.

14.30u (maximum). De meting

**Figuur 6-13 Beton storten tijdens winterperiode [19]**

bepalen.

De gemiddelde temperatuur wordt bepaald door het rekenkundig gemiddelde te nemen van de temperatuurmeting opgetekend om 7u (minimum) en 14.30u (maximum). De meting gebeurt door een thermometer die zich op de bouwplaats bevindt. Deze wordt op 1,5 m boven de grond gemonteerd en N-NW georiënteerd. Aan de hand van het weertype kan men de preventieve maatregelen gaan

Beschermingsmaatregel	Weertype				
	I	II	III	IV	V
Het water verwarmen tot max. 70 °C (de temperatuur van het beton mag niet hoger zijn dan 40 °C)	–	(X)	X	X	X
Bij voorkeur thermisch isolerende (waterdichte en redelijk dikke) houten bekistingen gebruiken	X	X	X	X	X
Metalen bekistingen thermisch isoleren	(X)	(X)	X	X	X
Matige thermische isolatie (houten plaat of dekzeil met luchtlaag van 2 tot 5 cm)	X	X	–	–	–
Sterke thermische isolatie (bv. minstens 4 cm dikke minerale-wolmat in een kunststofhoes)	–	–	X	X	X
Bescherming met verwarmde ruimte	–	–	–	(X)	(X)

Legende:  
–: geen maatregel; X: noodzakelijke maatregel; (X): gewenste maatregel

**Tabel 6-1 Beschermingsmaatregelen [19]**

Onderstaande tabel geeft de minimumtemperatuur van het beton in functie van het weertype:

Beschermingstype	Weertype				
	I	II	III	IV	V
Eenvoudige afdekking	> 7	> 10	> 12	> 15	> 15
Isolerende bescherming	> 5	> 5	> 10	> 10	> 10

**Tabel 6-2 Minimumtemperatuur in functie van het weertype [19]**

Uit de tabel volgt dat men door het gebruik van een isolerende afdekking, de betontemperatuur lager kan nemen dan wanneer men een eenvoudige afdekking gaat gebruiken.

### 6.4.3 Regenweer

Beton moet bij normaalomstandigheden binnen het uur na het storten tegen regen beschermd worden. Deze beschermingsmaatregelen zijn nodig om uitspoeling van het oppervlak te voorkomen. Voor de bescherming kunnen plasticfolies gebruikt worden. Deze folies mogen enkel gebruikt worden als door het aanbrengen ervan, geen beschadigingsgevaar bestaat voor het betonoppervlak. Ze worden dus best niet gebruikt voor een geborsteld of gegroefd oppervlak. Tenzij men een viskeus vulproduct op het oppervlak aanbrengt alvorens de folie te plaatsen. Deze viskeuze vloeistof zorgt dat de folie lichtjes aan het beton kleeft waardoor de structuur beter behouden blijft. Bij hevig regenweer dient het betonstorten onderbroken te worden.

## 7 Scheur beperkende Maatregelen

### 7.1 Polymeren

Polymeren worden aangewend om speciale toepassingen te kunnen realiseren waar specifieke eigenschappen zoals hechtsterkte en duurzaamheid van het materiaal vereist zijn. Waterdichtheid is ook een vorm van duurzaamheid, en komt dus ook in aanspraak voor dergelijk systeem.

In deze zogenaamde polymeercementbetonsoorten, worden de positieve eigenschappen van een polymeer zoals hechtsterkte, treksterkte en elasticiteit gecombineerd met de matrix van het beton.

In kleine doseringen (<5%) fungeert het polymeer als bindingsvertrager, versneller of waterreducerder.

Bij hogere percentages (5-20%) spreekt men van polymeer gemodificeerd cement beton (PCC). In dit geval wordt het polymeer toegevoegd aan het beton in de vorm van een emulsie. Tijdens de uitharding vinden twee processen plaats: cementhydratatie en polymeerfilmvorming. Het resultaat hiervan is een polymeercement co-matrix, bestaande uit cementhydraten en een polymeerfilm die de granulaten omringt.

Als het polymeergehalte veel hoger is (>50%) spreekt men van een polymeerbeton (PC).

Polymeren kunnen ook toegepast worden op een bestaande structuur. Een goed voorbeeld hiervan is het polymeer geïmpregneerd beton (PIC) waarbij polymeren in de poriën of microscheuren geïnjecteerd worden. Het polymeer zal een tweede, afzonderlijke matrix doorheen het materiaal vormen.

Polymeermodificatie beïnvloedt de eigenschappen van zowel het verse als het uitgeharde betonmengsel. Het verse mengsel wordt gekenmerkt door verhoogde verwerkbaarheid en een verlaagde W/C-factor. Deze laatste zorgt voor een kleiner krimp en een lagere porositeit van het uitgeharde mengsel.

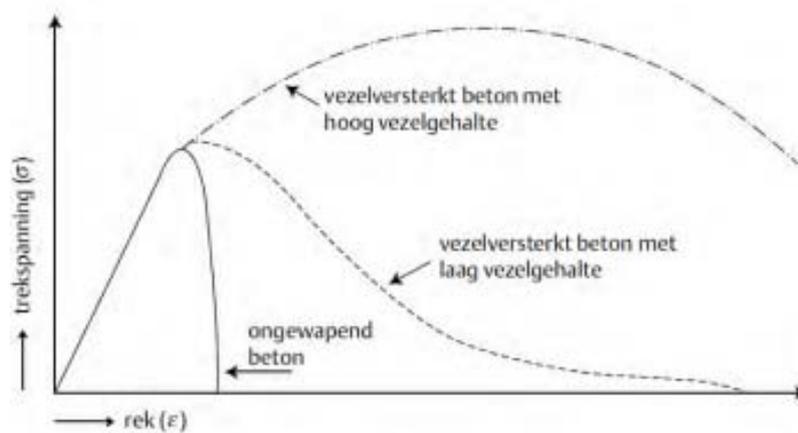
Krimp zorgt voor spanningen in het beton die leiden tot scheuren. Net dit wil men vermijden. Ook poriën die met elkaar in verbinding staan zorgt voor waterproblemen. Polymeren kunnen deze nadelige invloeden gedeeltelijk verminderen.

### 7.2 Kunststofvezels in het beton

Door het inbrengen van ca. 1 kg polypropyleenvezels per m<sup>3</sup> beton, wordt de plastische krimp en dus de scheurvorming beperkt.

De oorzaak hiervan ligt bij het feit dat de kunststof- en staalvezels de scheurvorming ten gevolge van temperatuurgradiënten, plastische en autogene krimp kunnen beheersen. De positieve invloed van de vezels wordt verkregen doordat de sedimentatie tegengaan wordt. Hierdoor zal het ontstaan van een krimpgevoelige waterrijke bovenlaag tegengegaan worden.

In het geval van autogene krimp, zullen de vezels enkel zorgen voor een beperking van de scheurwijdte. De scheurwijdtebeheersing van de vezels is sterk afhankelijk van het product van de vezelslankheid en het vezelvolume.



Figuur 7-1 Spannings- rekdiagram: ongewapend vs. Vezelversterkt [25]

De voornaamste voordelen van het inbrengen van kunststofvezels zijn:

- Hogere vroegtijdige sterkte
- Lagere bleeding & plastische krimp
- Beter bestand tegen vorst- en dooicycli
- Betere samenhang van het mengsel
- Minder kans op ontmenging

### 7.3 Gebruik maken van een krimparm betonmengsel

Het gebruik van een krimparm betonmengsel dient op voorhand met de betoncentrale besproken te worden. Door bepaalde grondstoffen te gebruiken of te vervangen, wordt een beton verkregen waarbij de krimp en de warmteontwikkeling beperkt zullen blijven. De voornaamste eigenschappen van een krimparm betonmengsel zijn:

- Gebruik van CEMIII (hoogovencement) of CEMII (samengesteld portlandcement)
- Beperken van het gehalte fijne deeltjes en cementdosering om zo de warmteontwikkeling te beperken.
- Lage W/C-factor. Op deze manier wordt de verdamping van water tegengegaan. Wat resulteert in een meer gesloten structuur.
- Beton met een snelle sterkteontwikkeling gebruiken
- Toepassen van een lagere en tragere sterkteontwikkeling, waardoor de temperatuurgradiënt en dus ook de krimp kleiner zal zijn.

### 7.4 Langer wachten met ontkisten

Het tijdstip van ontkisten bepaalt op welk ogenblik de buitenkant van het beton onderworpen wordt aan de temperatuurswisseling. De meest kritische periode van het beton ligt tussen de 5 en 48 uur na het storten. Op de meeste bouwplaatsen wordt het beton reeds binnen de 24 uur ontkist, waardoor de temperatuurschok nog behoorlijk groot kan zijn. Naarmate men langer wacht met ontkisten, zal de temperatuur van het beton afnemen. Hierdoor zal de temperatuurschok en dus de thermische krimp kleiner zijn.

Het tijdstip van ontkisting is afhankelijk van volgende criteria:

- Spanningen die opgewekt worden bij het ontkisten
- Sterkte van het beton bij het ontkisten
- Klimatologische omstandigheden van de omgeving en de maatregelen die genomen worden na de ontkisting.
- Belasting te wijten aan eventuele tijdelijke ondersteuning van de bekisting.

Indien er niet genoeg details beschikbaar zijn, worden volgende minimale periodes aanbevolen:

- Twee dagen voor niet dragende delen van de bekisting
- Vijf dagen voor bekistingen van in het werk gestorte vloerplaten
- Tien dagen voor rechtstreeks dragende bekisting zoals binnenwelflakken van liggers of vloerplaten

## 7.5 Gebruik van een houten bekisting

Hoe beter de bekisting het verse beton gaan beschermen tegen de omgevingsinvloeden, hoe makkelijker het te verwachten scheurpatroon te voorspellen is. Een stalen bekisting zal ervoor zorgen dat het beton in de winter dezelfde temperatuur heeft als de omgevingstemperatuur. In de zomer echter, zal de temperatuur t.g.v. de zonnestraling een stuk hoger liggen dan de omgevingstemperatuur.

Het gebruik van een wandbekisting met een bekistingsplaat dat bestaat uit een 18 mm betonplexplaat heeft een  $\lambda$ -waarde van 0.15 WmK

$$R_m = 0.018 / 0.15 = 0.12 \text{ m}^2\text{K/W}$$

Het gebruik van een stalen bekisting, met een bekistingsplaat van 5mm , met een  $\lambda$ -waarde van 52 WmK geeft dat:

$$R_m = 0.005 / 52 = 100 \text{ m}^2\text{K/W}$$

Hieruit blijkt dat de houten bekisting een isolatiewaarde heeft die 1000 keer beter is dan die van een stalen bekisting. Daarom is het aangeraden om een bekisting te gebruiken die opgebouwd is met houten bekistingsplaten. Extra isolatie toevoegen is natuurlijk nog beter.



## 8 Nabehandelingstechnieken

### 8.1 Injecteren

Dit is een arbeidsintensieve nabehandelingstechniek om scheuren groter dan 0.1mm op te vullen in het reeds uitgehard beton. Dit is één van de hoofdredenen waarom er vraag was naar deze thesis. De nabehandeling is duur en uit ervaring weet men dat dit het probleem vaak verplaatst naar plaatsen waar eerder geen waterdoorlating was. Bovendien maakt men door injecteren een starre structuur die de werking van het beton kan tegenwerken. Zonder al te diep in te gaan over de details van het injecteren, toch een korte toelichting wat deze techniek inhoudt.

#### 8.1.1 Het hogedruk injectiesysteem

Deze techniek wordt gebruikt als de harsen tot diep in de constructie moeten doordringen. Allereerst worden er gaten geboord naar het midden van de scheur toe. Daarna wordt een "pucker" (holle keilbout) in het gat aangebracht, waarop de hogedrukslang wordt aangesloten. Vervolgens wordt de 2-componenten specie erin gepompt. Eenmaal alle poriën zijn gevuld, komt de vloeibare specie tot rust en vormt een vast geheel samen met het beton.

#### 8.1.2 Het lagedruk injectiesysteem

Dit systeem wordt gebruikt als de te vullen scheuren vanaf het oppervlak toegankelijk zijn. Allereerst worden er injectiennippels op de scheur aangebracht en wordt de scheur zelf afgedekt. Vervolgens wordt een laagviskeuze 2-componentenhars via de nippels in de scheuren gepompt. De verschillende componenten, die in de scheur voor het eerst met elkaar in contact komen, reageren met elkaar en vormen een vaste massa.

De injectievloeistoffen die gebruikt worden zijn voornamelijk afhankelijk van het type toepassing. Hieronder worden de voornaamste injectieproducten vermeld.

- Epoxyharsen

Is een 2-componenten systeem waarbij zeer hoge eindsterktes bekomen worden. Het bestaat enerzijds uit een hars en anderzijds uit een verharder die de hars moet omvormen in een vaste massa. Een epoxyhars wordt toegepast als de sterkte van de wand, kolom of vloerplaat moet worden teruggebracht.

- Poly-urethanen

Dit is eveneens een 2 componentensysteem, ook bestaande uit een hars en een verharder. Maar in tegenstelling tot de epoxyharsen, blijft dit systeem na polymerisatie nog steeds flexibel.

Wanneer het injectieproduct in contact komt met water, zwelt het op en wordt de scheur gedicht. Een poly-urethaan injectieproduct wordt gebruikt om watervoerende scheuren af te dichten.

- Acrylaat gels

Het grote voordeel van dit product is het feit dat de polymerisatietijd zeer nauwkeurig kan ingesteld worden. De aldus ontstane gel zal na polymerisatie steeds flexibel blijven. De acrylaat gels kunnen enkel in een voortdurend waterige omgeving toegepast worden. Relatief grote lekkages in bouwputten en dergelijke kunnen gedicht worden dankzij de zeer snelle polymerisatietijd.

- Cementgebonden grouts

Een mengsel van water, cement, en additieven is nodig om het mengsel stabiel te houden en verpompbaar te maken. Het wordt toegepast om holle ruimtes en kokers van voorspanstrengen te vullen.

## 8.2 Oppervlaktebehandeling

NBN EN 1992-3 spreekt over 'Waterdichtheidsklasse 3' wanneer er geen lekdebet is toegelaten (tabel 2-1). Als extra toelichting wordt het volgende vermeld:

"over het algemeen zullen speciale maatregelen noodzakelijk zijn om de waterdichtheid te verzekeren (bv. bekledingen of voorspanning)..” [4]

Het oppervlak coaten is een optie om aan de eis te voldoen. Coatings zijn dunne lagen die op het beton worden aangebracht. Onder dun verstaat men laagdiktes van 1 tot 3 mm.

Hieronder worden de belangrijkste coatings gegeven om waterdichtheid te realiseren:

- Bitumen

Dit product is afkomstig van de petroleumraffinage. Bitumencoatings worden hoofdzakelijk gebruikt voor het waterdicht maken van funderingen. Omwille van het specifiek smelttraject moeten ze warm worden aangebracht, wat bij beton niet altijd simpel is.

- Chloorrubberverven

Zijn producten op basis van chloorrubber en een verzeepbare weekmaker. Ten gevolge van het hoge oplossingsgehalte en het feit dat het gaat om een organochloorverbinding, staat het gebruik ervan om ecologische redenen nogal onder druk. Bij buitentoepassingen verpoederen deze verven nogal snel. Ze worden daarom vaak toegepast ter bescherming van elementen die permanent onder water staan.

- Koolteerpek

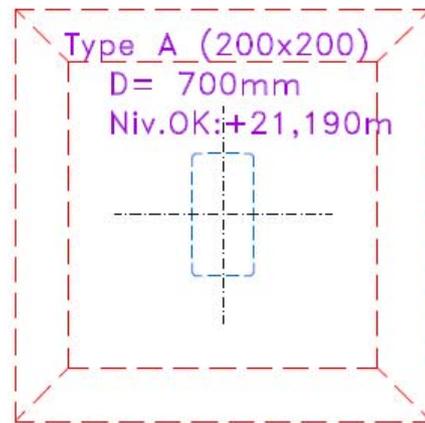
Dit product bevat vluchtige bestanddelen die gaan verdampen zodat de bewerking na enige tijd herhaald moet worden. Een belangrijk voordeel van dit product, is het afremmen van de algengroei en de eigenschap dat het schimmeldodend is.

## 9 Case study

NBN EN 1992-3 werd uitgegeven in 2013, bijgevolg zijn nog niet veel projecten met deze norm uitgevoerd. Wat volgt is een vergelijkende studie tussen de berekeningen die toen van toepassing waren en deze met de nieuwe norm.

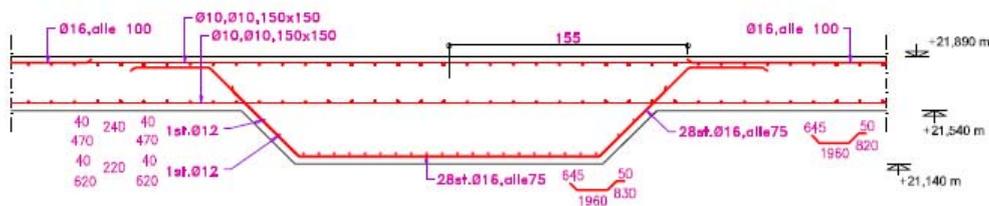
De vloerplaat van het project Zeven Tuinen (Leuven) werd berekend in maart 2012. De krimp werd begroot op basis van de Belgische Norm NBN B15-002 (1999). De scheurwijdte werd op basis van het handboek "Betonconstructies onder temperatuur- en krimpvervorming" (K. Van Breugel) berekend. Deze gaat uit van voltooid en onvoltooid scheurvorming.

De vloerplaat wordt uitgevoerd als een plaat van 35 cm dikte met verdiepte zolen onder de kolommen met dikte 70 cm. De zolen zijn 2 bij 2 meter uitgevoerd. Zoals onderstaande tekening uitwijst.



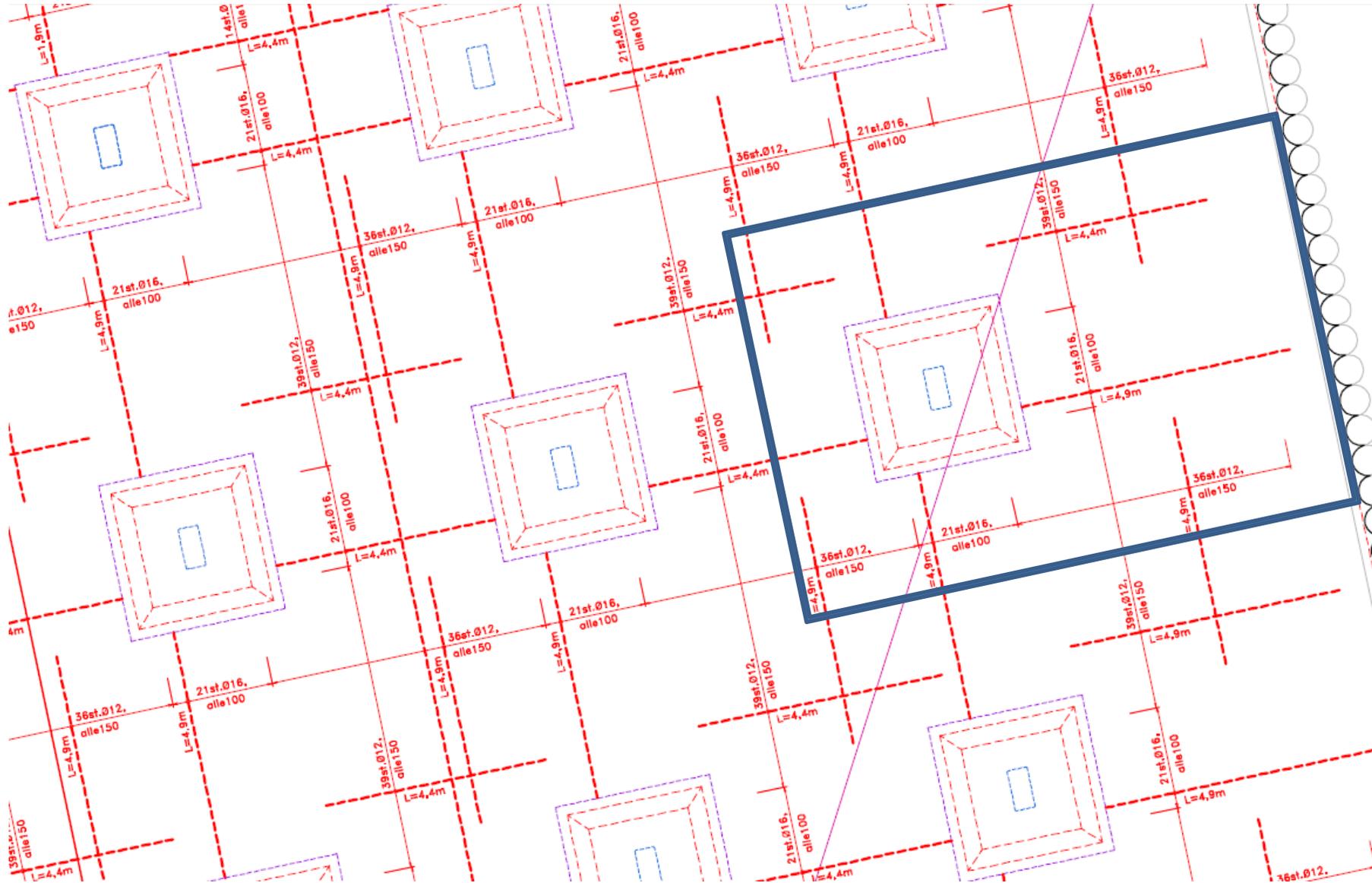
Verzwarings Type A

Schaal: 1/25



Figuur 9-1 Funderingszolen

Het grondplan op de volgende pagina is het wapeningsplan en geeft ook de positie van de kolommen weer. De berekeningen van de vloerplaat werden logischerwijs gebaseerd op de zwaarst belaste kolom. De invloedzone van deze kolom wordt op Figuur 10-2 aangeduid.



Figuur 9-2 Wapeningsplan en ruimtelijke inplanting van de kolommen

De volledige invloedzone meet 6,9 m bij 9,1 m. De gebruikte betonkwaliteit is C25/30 met  $E_{cm} = 30472$  MPa. De Relatieve vochtigheid is 63%.

## 9.1 Uitdrogingskrimp

- Volgens NBN 15-002

$$\begin{aligned}f_{cm} &:= 25 + 8 = 33 \\ \beta_{sc} &:= 5 \\ \varepsilon_s &:= (160 + \beta_{sc} \cdot (90 - f_{cm})) \cdot 10^{-6} = 4.45 \cdot 10^{-4} \\ RH &:= 65 \\ \beta_{RH} &:= 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = 1.124 \\ \varepsilon_{csx} &:= \varepsilon_s \cdot \beta_{RH} = 5.003 \cdot 10^{-4}\end{aligned}$$

- Volgens NBN EN 1992-1

In tegenstelling tot de oude Belgische norm houdt de Eurocode rekening met de snelheid van uitharden. Er wordt hier van een N-type beton uitgegaan. Een ander soort type resulteert in andere alpha-waarden.

$$\begin{aligned}\alpha_{ds1} &:= 4 \\ \alpha_{ds2} &:= 0.12 \\ \varepsilon_{cs0} &:= 0.85 \cdot \left(200 + 110 \cdot \alpha_{ds1}\right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.116 \cdot 10^{-4}\end{aligned}$$

De Belgische norm stelt een waarde van 0.5‰ voor terwijl de Eurocode ongeveer 0.41‰ aangeeft. Indien van een R-type wordt uitgegaan wordt dit voor de Eurocode 0.57‰.

## 9.2 Wapening

Opmerking: percentages zijn over de volledige hoogte genomen, niet enkel de nuttige hoogte.

Minimumwapening bedraagt

$$\omega = 0.54\%$$

### Zone tussen 2 kolommen

Om het maximaal veldmoment van 270 kNm/m op te nemen is 2225 mm<sup>2</sup> bovenwapening nodig. Men neemt hiervoor 2 netten van 150/150/10/10 (524 mm<sup>2</sup>) en diameters 16 om de 100 mm<sup>2</sup> (2010 mm<sup>2</sup>)

$$\omega = 1.02\%$$

### Middenzone centraal tussen 4 kolommen

Dubbel net bovenaan 150/150/12/12 & 150/150/10/10  
 $\omega = 0.61\%$

### Verzwaarde zolen

Het totale moment bedraagt 684 kNm/m. Dit wordt opgenomen door diameters 16 om de 75 mm (2681 mm<sup>2</sup>) en twee netten van 150/150/10/10 (524 mm<sup>2</sup>)  
 $\omega = 0.57\%$

## 9.3 Scheurvorming volgens NEN EN 1992-1-1 (Breugel)

$$f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} := 0.6 \cdot f_{ctm} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$n := 6$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Zone tussen kolommen:

$$\omega := 1\%$$

$$\text{Staalspanning: } \sigma_{scr} := \sigma_{cr} \cdot \left( \frac{1}{\omega} + n \right) = 165.36 \text{ MPa}$$

$$\text{Rek: } \varepsilon_{fcd} := (60 + 2.4 \cdot \sigma_{scr}) \cdot 10^{-6} = 4.569 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Gemiddelde scheurgroote: } \phi := 16 \text{ mm}$$

$$w_{mo} := 2 \cdot \left( \frac{0.4 \cdot \phi}{f_{cm} \cdot E_s} \cdot \sigma_{scr} \cdot (\sigma_{scr} - n \cdot \sigma_{cr}) \right)^{0.85} = 0.087$$

Middenzone plaat:

$$\omega := 0.61\%$$

$$\text{Staalspanning: } \sigma_{scr} := \sigma_{cr} \cdot \left( \frac{1}{\omega} + n \right) = 265.098 \text{ MPa}$$

$$\text{Rek: } \varepsilon_{fcd} := (60 + 2.4 \cdot \sigma_{scr}) \cdot 10^{-6} = 6.962 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Gemiddelde scheurgroote: } \phi := 12 \text{ mm}$$

$$w_{mo} := 2 \cdot \left( \frac{0.4 \cdot \phi}{f_{cm} \cdot E_s} \cdot \sigma_{scr} \cdot (\sigma_{scr} - n \cdot \sigma_{cr}) \right)^{0.85} = 0.155$$

Verzwaarde zool:

$$\omega := 0.57\%$$

$$\text{Staalspanning: } \sigma_{scr} := \sigma_{cr} \cdot \left( \frac{1}{\omega} + n \right) = 283.044 \text{ MPa}$$

$$\text{Rek: } \varepsilon_{fed} := (60 + 2.4 \cdot \sigma_{scr}) \cdot 10^{-6} = 7.393 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Gemiddelde scheurgrootte: } \phi := 16 \text{ mm}$$

$$w_{mo} := 2 \cdot \left( \frac{0.4 \cdot \phi}{f_{cm} \cdot E_s} \cdot \sigma_{scr} \cdot (\sigma_{scr} - n \cdot \sigma_{cr}) \right)^{0.85} = 0.222$$

Alle rekken zijn groter dan de uitdrogingskrimp. Volgens Breugel spreekt men dan van een onvoltooid scheurpatroon. Er werd hier echter enkel de gemiddelde scheurwijdte uitgerekend. Om te vergelijken met de eis moet de maximale scheur worden berekend en deze moet kleiner zijn dan 0.2 mm.

Voor onvoltooid scheurpatronen geldt de volgende formule met gamma factoren beide van 1,3:

$$\gamma_s \cdot \gamma_{\infty} \cdot w_m < w_{eis}$$

Voorbeeld bij de zone tussen twee kolommen is dit

$$1.3 \cdot 1.3 \cdot 0.09 = 0.15$$

Bij de overige gevallen voldoet deze eis niet en is er dus gevaar op overdreven scheurvorming, zelfs nog zonder rekening te houden met de krimp.

## 9.4 Scheurvorming volgens NBN EN 1992-3

Als voorbeeld wordt de scheurwijdte van de zone tussen de kolommen berekend met de Eurocode en vergeleken met die van Breugel.

### Gegevens

$$f_{cteff} := 2.6 \text{ MPa}$$

$$c := 30 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$d := 320 \text{ mm}$$

$$h := 350 \text{ mm}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 30472 \text{ MPa}$$

$$\varphi := 1$$

$$k := 1$$

$$k_c := 0.4$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

### Oplossing

#### Scheurwijdteberekening

$$s_1 := 100 \text{ mm}$$

$$n_1 := \frac{b}{s_1} = 10 \quad \phi_1 := 16 \text{ mm}$$

$$s_2 := 75 \text{ mm}$$

$$n_2 := \frac{b}{s_2} = 13.333 \quad \phi_2 := 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{eq} := \frac{\phi_1^2 \cdot n_1 + \phi_2^2 \cdot n_2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 13.273 \text{ mm}$$

$$A := n_1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4} + n_2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4} = (3.058 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$m_{sd} := 270 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_c := \frac{E_{cm}}{1 + k \cdot \varphi} = (1.524 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c} = 13.127$$

$$x := -\alpha \cdot \frac{A}{b} + \sqrt{\left(\alpha \cdot \frac{A}{b}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \alpha \cdot A \cdot d}{b}\right)} = 125.089 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} := \min\left(2.5 \cdot 0.1 \cdot h, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}\right) \cdot b = (7.497 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A}{A_{ceff}} = 0.041$$

$$\begin{aligned} k_3 &:= 3.4 \\ k_1 &:= 0.8 \\ k_2 &:= 0.5 \\ k_4 &:= 0.425 \end{aligned}$$

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{eq}}{\rho_{peff}} = 157.321 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{m_{sd} \cdot x}{\left(\frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A \cdot (d-x)^2\right)} = 15.512 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_c \cdot \alpha \cdot \frac{(d-x)}{x} = 317.273 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\Delta\varepsilon_1 := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{peff})}{E_s} = 0.001 \quad \gg \quad \Delta\varepsilon_2 := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 9.518 \cdot 10^{-4}$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon_1 = 0.219 \text{ mm}$$

De scheurwijdte volgens de Eurocode zal groter zijn dan de 0,15 berekend volgens Breugel. Om de scheurwijdte te beperken zullen er grotere diameters moeten gekozen worden bij de wapeningsnetten. Netten van diameter 12 zorgen voor een scheurwijdte van 0,184 mm. Wat wel voldoet aan de eis.

## 9.5 Conclusie

In NBN EN 1992-3 staat een diagram, zie eerder in deze paper (Figuur 5-4), die de staalspanning beperkt bij bepaalde diameters. Hierdoor zal de minimumwapening ook groter worden. Bovendien blijkt de berekening strenger te zijn dan de methode van Breugel.



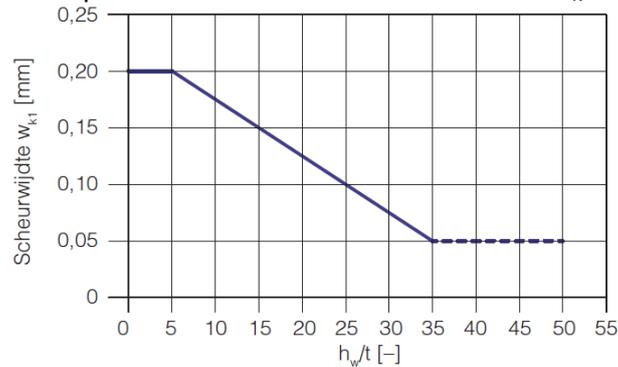
## 10 Checklist

Bij wijze van samenvatting worden de verschillende aandachtspunten die in deze scriptie werden besproken in een checklist gegoten

### 10.1 Ontwerp

Waterdichtheitsklasse?

- Oppervlakkige vochtplekken toelaatbaar → klasse 1 →  $w_k$



- Vochtplekken doen geen afbreuk aan uitzicht → klasse 2 → Minimale drukzone >  
 $\min \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 0,2 t \end{cases}$
- Geen lekdebiët → anders: nabehandeling (hoofdstuk 9)

Is er rekening gehouden met volgende spanningen in het beton?

- Plastisch beton
  - Krimp
  - Sedimentatie
- Verhard beton
  - Temperatuursveranderingen
  - Chemische krimp
  - Autogene krimp
  - Kruip
  - Relaxatie
  - Expansie van reactieproducten
  - Expansie door vochtopname
  - Verhinderde vervorming
- Uitgehard beton
  - Uitwendige belasting
  - Krimp
  - Kruip en relaxatie
  - Verhinderde vervorming

Wapening

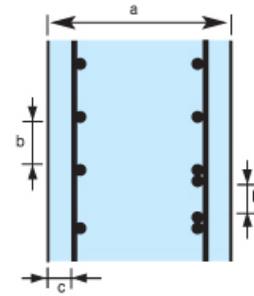
- Minimumwapening (NIET m.b.v. tabel 7.2N! maar via NBN EN 1992-3)
- Maaswijdte van 100 mm
- Wapening onder opgelegde belasting
- Evt. wapening voor verhinderde vervorming, berekend met volgende Figuur 5-7

Stortlengte eveneens beperken a.h.v. Figuur 5-7

Betondekking aangepast aan milieuklasse?

Betonmengsel

- Is de betonkwaliteit minstens C30/37?
- W/C factor max. 0,45.
- Plastificeerder om verwerkbaarheid te verhogen?
- Gebruik CEMIII
- $D_{\max} <$ 
  - $1/5a$
  - $3/4b$
  - $1.5b'$
  - $1c$
  - $2/5e$



## 10.2 Uitvoering

### Storten

- Storthoogte beperkt tot 1m?
- In opeenvolgende lagen van 30- 50cm gestort?
- Gebruik van storkoker om valhoogte te beperken?

### Verdichting

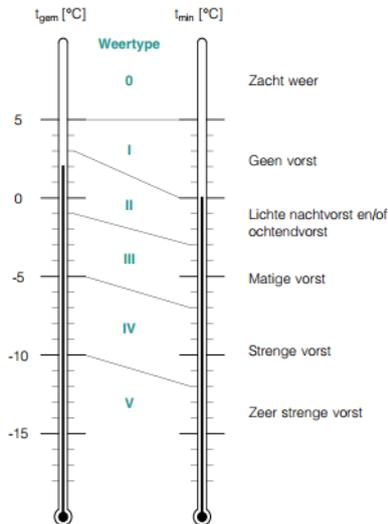
- Lang genoeg getrild?
$$T = \frac{25}{\phi} \left( \frac{100}{A+5} + G \right) \left( \frac{V}{10} + 2.5 \right) F$$
- In lagen van maximaal 30- 50cm getrild?
- Rekening gehouden met actieradius van trilnaald?
  - Naald van 25 mm heeft een actieradius van 10 cm
  - Naald van 50 mm heeft een actieradius van 20 tot 30cm
  - Naald van 100 mm heeft een actieradius van 50 cm
- Verschillende lagen gestort? → naald 10 cm in onderliggende laag steken
- Wapening niet aanraken met trilnaald

### Ontkisting → vuistregels:

- Twee dagen voor niet dragende delen van de bekisting
- Vijf dagen voor bekistingen van in het werk gestorte vloerplaten
- Tien dagen voor rechtstreeks dragende bekisting zoals binnenwelflakken van liggers of vloerplaten

### Omgevingstemperatuur

- Warm weer ( $T_{\text{lucht}} > 25^{\circ}\text{C}$  &  $T_{\text{beton}} > 30^{\circ}\text{C}$ )
  - Gebruik van kouder aanmaakwater.
  - Beton te besproeien met wit of metalliek gepigmenteerde nabehandlungsproducten.
  - De onderlaag en bekisting moeten bevochtigd worden of voorzien van een plastic folie
  - Bedekken van het beton met jutte, rietmatten om de vochtigheid vast te houden.
  - Onderbreek het storten als de temperatuur  $\geq 30^{\circ}\text{C}$ .
  - Gebruik een tragere cementsoort.
- Koud weer → via onderstaande tabellen



Beschermingsmaatregel	Weertype				
	I	II	III	IV	V
Het water verwarmen tot max. 70 °C (de temperatuur van het beton mag niet hoger zijn dan 40 °C)	-	(X)	X	X	X
Bij voorkeur thermisch isolerende (waterdichte en redelijk dikke) houten bekistingen gebruiken	X	X	X	X	X
Metalen bekistingen thermisch isoleren	(X)	(X)	X	X	X
Matige thermische isolatie (houten plaat of dekzeil met luchtlaag van 2 tot 5 cm)	X	X	-	-	-
Sterke thermische isolatie (bv. minstens 4 cm dikke minerale-wolmat in een kunststofhoes)	-	-	X	X	X
Bescherming met verwarmde ruimte	-	-	-	(X)	(X)

Legende:  
-: geen maatregel; X: noodzakelijke maatregel; (X): gewenste maatregel

Vorstschade vermijden? → 1<sup>e</sup> 72u niet onder 5°C

- Regenweer → beschermingsmaatregelen
  - Viskeus vulproduct
  - Plastic folie indien er geen kans op beschadiging bestaat

#### Voegdetaillering

- Herneming en krimpvoegen
  - Gebruik van een waterstop
  - Betonnen opstand bij vloer wand aansluiting
- Constructievoegen
  - Gebruik van een elastisch synthetisch materiaal
- Scheurprofielen, zie Figuur 7-10



## 11 Besluit

Het creëren van een waterdichte kuip uitsluitend uit gewapend beton is technisch mogelijk. De volgende opmerking dient wel altijd gemaakt te worden: waterdicht is niet gelijk aan kurkdroog in de bouwwereld. Beton laat immers altijd een klein lekdebiëet door ook al wordt alles tot in de puntjes uitgevoerd. Dit lekdebiëet is echter relatief klein, zelfs kleiner dan de dichtheid van een kleilaag

Deze masterproef geeft richtlijnen in de vorm van een checklist die moet gevolgd worden om tot een eindresultaat te komen dat men vooropgesteld heeft. De checklist is vooral uitvoeringsgericht.

Vraag van het bedrijf was om de nieuwe bijlage van Eurocode 2, nl. NBN EN 1992-3, te onderzoeken en praktisch bruikbaar te maken. Blijkt dat deze norm strenger is dan de eerder gebruikte methodes. Dit bewijst het onderzoek naar tabel 7,2N en de case study. Men moet dus niet steeds teruggrijpen naar eerdere publicaties van Breugel om een ingegraven constructie te realiseren die voldoet aan de wensen van de bouwheer. Maar dat men met de Eurocode aan één document voldoende heeft voor de dimensionering van waterdichte ingegraven betonconstructies.



## 12 Referenties

- [1] WTCB, "TVN 247 – Ontwerp en uitvoering van vloeistofdichte betonconstructies", 2012.
- [2] NBN EN 1992-1, "Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1: Algemene regels en regels voor gebouwen", 2005.
- [3] NBN EN 1992-1 ANB, "Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1: Algemene regels en regels voor gebouwen – Nationale bijlage", 2010.
- [4] NBN EN 1992-3, "Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 3: Constructies voor kerens en opslaan van stoffen", 2011.
- [5] NBN EN 1992-3 ANB, "Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 3: Constructies voor kerens en opslaan van stoffen – Nationale bijlage", 2013.
- [6] FEBELCEM, "De bouw van waterzuiveringsinstallaties in beton", 2006.
- [7] Prof ir John Vantomme, "Design of concrete structures", 2012.
- [8] WTCB, "Vloeistofdichte betonvloeren: ontwerp en uitvoering", 2004.
- [9] WTCB, "De verhinderde betonkrimp", 2009.
- [10] FEBELCEM, "Scheurvorming beperken", 2010
- [11] FIB, "Modelcode 2010", 2010.
- [12] CEMENT & BETON CENTRUM, "Scheurvorming in jong beton".
- [13] C. R. BRAAM, "Ontwerpen en dimensioneren van vloeistofkerende constructies", 2001.
- [14] K. VAN BREUGEL, "Betonconstructies onder temperatuur- en krimpvervormingen", 1998.
- [15] D. SNOECK, "Zelfhelend beton door combinatie van microvezels met reactieve stoffen", 2011.
- [16] FEBELCEM, "Krimp in jong verhardend beton", 1998.
- [17] WTCB, "Uitvoeringsklassen, ontkisting en nabehandeling", 2011.
- [18] MICROLAB, "Experimenteel onderzoek autogene krimp tunnelmengsels", 2011.
- [19] WTCB, "Beton storten tijdens winterperiode", 2012.
- [20] Pompen van beton, Betoniek, 9, 14 s' Hertogenbosch, 1993
- [21] La vibration des bétons, Collection technique Cimbéton, B71, Paris, 1998
- [22] Werken in het winterseizoen, WTCB- tijdschrift, Brussel, 12/1972
- [23] "Nabehandeling en bescherming van beton", CUR Aanbeveling 31, Cement, Stichting ENCI Media, 's Hertogenbosch, 1993

- [24] NBN ENV 13670-1, Het vervaardigen van betonconstructies- Deel 1: Algemeen gedeelte, BIN, Brussel, 2000
- [25] Prof.dr.ir. L. Taerwe, Betontechnologie
- [26] NBN EN 206-1 -Beton-Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit,2001
- [27] Betonica, Ontwerp en berekening van vloeistofdichte betonconstructies, november 2012
- [28] Holcim, Praktische handleiding,2007



## Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:

### **Dimensionering en uitvoering van een waterdichte kuip**

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Jaar: **2014**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

**op 't Roodt, Robin**

**Lavigne, Kim**

Datum: **5/06/2014**