

Vakgroep TW14
Bouwkundige Constructies
Laboratorium Magnel voor Betononderzoek
Voorzitter: Prof. Dr. Ir. Luc Taerwe

Experimentele studie van chloridepenetratie in gescheurd beton

door
Cedric SEGHERS

Promotor: Prof. Dr. Ir. GEERT DE SCHUTTER
Scriptiebegeleidster: Dr. Ir. KATRIEN AUDENAERT

Scriptie ingediend tot het behalen van de academische graad van
burgerlijk bouwkundig ingenieur

Academiejaar 2006 – 2007

Vakgroep TW14
Bouwkundige Constructies
Laboratorium Magnel voor Betononderzoek
Voorzitter: Prof. Dr. Ir. Luc Taerwe

Experimentele studie van chloridepenetratie in gescheurd beton

door
Cedric SEGHERS

Promotor: Prof. Dr. Ir. GEERT DE SCHUTTER
Scriptiebegeleidster: Dr. Ir. KATRIEN AUDENAERT

Scriptie ingediend tot het behalen van de academische graad van
burgerlijk bouwkundig ingenieur

Academiejaar 2006 – 2007

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

Cedric Seghers

11/06/2007

DANKWOORD

Onderhavig werk is het resultaat van een jaar lang beproeven en analyseren van betonnen elementen omtrent het onderwerp chloridepenetratie. Dit kon ik niet alleen, daarom wil ik van de gelegenheid gebruik maken om een aantal mensen te bedanken.

Eerst en vooral wil ik mijn promotor Prof. Dr. Ir. Geert De Schutter en mijn scriptiebegeleidster Dr. Ir. Katrien Audenaert bedanken. Zij boden mij de mogelijkheid te werken op een onderwerp dat mij het meest interesseerde. Ik wens in het bijzonder Dr. Ir. Audenaert te bedanken voor de begeleiding tijdens het onderzoek en haar bereidwillige hulp tijdens het opstellen van dit rapport.

Graag wil ik bij deze ook het personeel van het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek bedanken voor de assistentie bij de proeven.

Oprechte dank ook aan Annelies voor de steun en de hulp die ze me altijd heeft geboden en voor de informatie die ze mij kon verstrekken, niet alleen tijdens het werken aan mijn scriptie, maar gedurende de afgelopen twee jaar.

Deze scriptie is niet alleen het resultaat van een jaar lang opzoekingswerk en onderzoek. Het is tevens het sluitstuk van vijf intensieve jaren studeren aan de universiteit van Gent. Ik wil dan ook mijn ouders bedanken voor de mogelijkheid die ze mij boden om verder te studeren.

Dank jullie wel

Cedric

Experimentele studie van chloridepenetratie in gescheurd beton

door

Cedric SEGHERS

Scriptie ingediend tot het behalen van de academische graad van burgerlijk bouwkundig ingenieur

Academiejaar 2006 – 2007

Promotor: Prof. Dr. Ir. GEERT DE SCUTTER

Scriptiebegeleiders: Dr. Ir. KATRIEN AUDENAERT

Faculteit Ingenieurswetenschappen

Universiteit Gent

Laboratorium Magnel voor betononderzoek

Vakgroep Bouwkundige constructies

Voorzitter: Prof. Dr. Ir. LUC TAERWE

Samenvatting:

Corrosie van het wapeningsstaal is één van de belangrijkste schademechanismen in gewapend beton en in het beton geopenetreerde chloriden zijn de voornaamste oorzaak ervan. Scheuren vormen natuurlijke paden waarlangs deze chloriden weinig weerstand ondervinden om in het beton te dringen. Aangezien scheuren in beton onvermijdelijk zijn, is het in het kader van de duurzaamheid van het beton belangrijk om aan de hand van de scheurkarakteristieken te kunnen voorspellen wat de chloride – indringing is. Dit wordt in deze scriptie onderzocht op basis van proeven op betonkernen met kunstmatige scheuren, ingeleid door het tijdelijk inbetonneren van dunne koperplaatjes, en met reële scheuren, ingeleid door overmatige belasting. De chloridepenetratie werd getest met behulp van een CTH test. De resultaten toonden een duidelijk diepere indringing ter hoogte van de scheuren en een nagenoeg constante indringing op grotere afstand van de scheur, die de indringing in ongescheurd beton benaderde. Dit duidt op het bestaan van een invloedszone rond de scheur, die volgens het onderzoek groter wordt naarmate de scheurbreedte stijgt. De invloed van de scheurdiepte kon niet worden achterhaald. In tegenstelling tot de proeven op reële scheuren, werd bij kunstmatige scheuren het verrassende resultaat bekomen dat chloriden dieper indringen bij nauwere scheuren, dit waarschijnlijk door het bestaan van microscheuren. Ten slotte werden voor de reële en de kunstmatige scheuren verbanden opgesteld tussen de diffusiecoëfficiënten van het beton en de scheurkarakteristieken.

Trefwoorden: gescheurd beton, chloridepenetratie, diffusiecoëfficiënten

Chloride penetration in cracked concrete

Cedric Seghers

Supervisor(s): Geert De Schutter, Katrien Audenaert

Abstract: This paper shows the results of the examination of chloride penetration in cracked concrete. These results prove the existence of an influence zone of the crack. Outside this area the penetration is not influenced by the crack and is equal to the penetration in uncracked concrete. The qualitative relation between the penetration depths and the crack is established by the diffusion coefficients in relation to the crack characteristics.

Keywords: cracked concrete, chloride penetration, diffusion coefficients

I. INTRODUCTION

Durability of concrete is a very important issue in actual concrete research. Today, there are many deterioration mechanisms known in armed concrete. (Chloride-induced) Corrosion of steel is one of the most important ones.

Chlorides disrupt the passive layer, that is formed in the highly alkaline and protective environment of good quality concrete, and the bars corrode. The volume of rust products is about four to six times larger than that of iron, so internal tensile stresses in the concrete cover are induced. When these stresses exceed the tensile strength of the concrete, the concrete cover is damaged by cracking, delamination or spalling. Besides, if the section of the steel bar becomes too small, the stability of the construction can't be guaranteed.

To prevent these failure mechanisms, the concrete cover must be of a good quality. Cracks, caused by early-age thermal cracking due to heat of hydration, or by shrinkage, impact or overloading can severely reduce the service life.

Despite the importance of chloride penetration and the influence of cracks, not many simulations were performed up to now and the quantification of the problem is not yet well known. This paper presents the results of chloride penetration tests on cracked specimens. From the profiles, the influence of cracks on the diffusion coefficients is derived. This is part of the research programs conducted at the Magnel Laboratory for Concrete Research, Ghent University, Belgium [1].

II. CHLORIDE PENETRATION

Many research programs with uncracked specimens model the chloride penetration by Fick's second law

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (1)$$

where C is the total chloride content, t time and D the diffusion coefficient. This implies that the main transport mechanism of the chloride-ions is diffusion. With the boundary conditions

- single spatial dimension in a semi infinite sample
- $C = C_s$ at $x = 0$ and $t > 0$
- $C = 0$ at $x > 0$ and $t = 0$

an analytical solution of the Eq. (1) is

$$C(x,t) = C_s \cdot \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \right] \quad (2)$$

in which C_s is constant and $\operatorname{erf}()$ is the error function. Others criticized the applicability of Eq. (1). Experimental results showed that the concentration given by Eq. (2) deviates from the actual measured values, especially in the surface zone. In this zone, capillary suction dominates the chloride transport process. Nevertheless, there aren't any equations known that describe the content of chlorides better than Eq. (2). Therefore, the applicability of Fick's second law is assumed.

III. EXPERIMENTAL PROGRAM

A. Concrete composition

9 series were made with the same concrete composition: 300 kg/m³ CEM I 52,5 N, 670 kg/m³ sand 0/4, 150 kg/m³ water, 790 kg/m³ grind 8/16 and 490 kg/m³ grind 2/8 (except T1: 1280 kg/m³ grind 8/18). The W/C-ratio was 0,5. From these mixtures, prisms of 150x150x600mm³ and cubes of 150mm for tests on real cracks were made and stored in a

T1	T2	T3	T4	T5
53,87	57,43	54,27	55,30	55,37
T6	T7	T8	T9	
54,10	54,47	54,17	54,94	

climate room at 20°C ± 2 °C and more than 90% R.H. From each prism 5 concrete cores with a diameter of 100mm and a height of 150mm were taken. For tests on artificial cracks, cylinders were made with a diameter of 100mm and a height of 50mm were made. At 28 days the compressive strengths were determined on three cubes of 150mm, as. given in Table 1.

Table 1 The compressive strengths of the test series [N/mm²]

B. Initiation of the crack

Two types of cracks were tested. Artificial cracks were made by the method used by De Schutter in [2, 3]. These cracks were realized as notches by means of the positioning and removal afterwards of thin (0,2 & 0,3 mm) copper sheets inside the specimen. Real cracks are initiated by overloading in a Brazilian Splitting Test or in a three point bending test. To avoid immediate cracking of the whole specimen, FRP-armoring was wrapped around the specimen.

C. Seghers, student Department of Structural Engineering,, Ghent University (UGent), Gent, Belgium. E-mail: Cedric.Seghers@UGent.be .

Prof. Dr. Ir. G. De Schutter, Magnel Laboratory for Concrete Research, Department of Structural Engineering, Ghent University (UGent), Gent, Belgium, E-mail: Geert.DeSchutter@UGent.be.

Dr. Ir. K. Audenaert, Magnel Laboratory for Concrete Research, Department of Structural Engineering, Ghent University (UGent), Gent, Belgium, E-mail: Katrien.Audenaert@UGent.be.

C. Test Method

From a literature study, it was concluded that the non steady state migration test (CTH test) by Tang, as described in NT BUILD 492, was the most suitable test. Firstly, the cores with real cracks were sawn in 3 equal cylinders. The specimens were vacuum saturated with a saturated $\text{Ca}(\text{OH})_2$ solution. Afterwards an external electrical potential of 25 V was applied across the specimen. For specimens with real cracks, the test was carried out for only 2 hours, to prevent complete penetration. For the notched specimens, the test duration was 2, 4, 6, 8 and 10 hours.

Eventually, the specimen was axially split and a silver nitrate solution was sprayed on to the freshly split sections. The chloride penetration depth could then be measured from the visible white silver chloride precipitation.

IV. PENETRATION DEPTHS

Because the specimens were not tested at a constant age, temperature and specimen height, the penetration depths had to be corrected to make the comparison between the penetration depths in the concrete specimens relevant. A reference concrete age of 28 days, reference test temperature of 20°C and reference specimen height of 50mm was chosen. The correction formulas are respectively given by

$$x_{28d} = x_k \cdot \left(\frac{28}{k}\right)^{-0.135} \quad (3)$$

$$x_{28d, 20^\circ\text{C}} = x_{28d, T} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot E}{R} \cdot \left(\frac{1}{293,15} - \frac{1}{T}\right) \quad (4)$$

$$x_{28d, 20^\circ\text{C}, 0,05m} = x_{28d, 20^\circ\text{C}, L} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot (U-2)}{R \cdot 293,15} \cdot \left(\frac{1}{0,05} - \frac{1}{L}\right) \quad (5)$$

From the corrected profiles, it was read that the penetration depth was higher at the crack. From a certain distance of the crack, the penetration depths became constant and weren't influenced by the crack. This suggested the existence of an influence zone round the crack. For real cracks, the influence of the crack length couldn't be determined because the crack length wasn't measured. A wider crack resulted in higher penetration depths. For artificial cracks, deeper cracks led to steeper profiles, smaller cracks resulted in higher penetration depths. This latter conclusion is surprising. These results weren't noticed in the earlier tests from De Schutter. Possible explanations for this phenomenon are the possible existence of microcracks and the potential drop, which are both higher for smaller cracks and both lead to deeper penetration.

V. DIFFUSION COEFFICIENTS

The non steady state chloride migration coefficient D_{nssm} can be calculated from the penetration depths with:

$$D_{\text{nssm}} = \frac{RT}{zFE} \frac{x - \alpha\sqrt{x}}{t} \quad (6)$$

with $\alpha = 2\sqrt{\frac{RT}{zFE}} \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2C_d}{C_o}\right)$ and $E = \frac{U-2}{L}$ (7),(8)

D_{nssm} : non steady state migration coefficient, m^2/s
 z : absolute value of ion valence, for chloride: $z = 1$
 F : Faraday constant, $F = 9.648 \times 10^4 \text{ J}/(\text{V} \cdot \text{mol})$
 U : absolute value of the applied voltage, V
 R : gas constant, $R = 8.314 \text{ J}/(\text{K} \cdot \text{mol})$

T : average value of the initial and final temperatures in the anolyte solution, K
 L : thickness of the specimen, m
 x : average value of the penetration depths, m
 t : test duration, s
 C_d : chloride concentration at which the colour changes, $C_d = 0.07 \text{ N}$ for Portland cement concrete
 C_o : chloride concentration in the catholyte solution, $C_o = 2 \text{ N}$

To examine the influence zone of the crack, several types of diffusion coefficients were defined. D_M is the coefficient of a 3mm zone round the crack, D_R is the overall mean diffusion coefficient and $D_{\text{RAND}30}$, $D_{\text{RAND}20}$ and $D_{\text{RAND}10}$ are the coefficients of an edge zone, which starts respectively at 30mm, 20mm and 10mm from the crack. These three diffusion coefficients were constant and approximately equal to the diffusion coefficients of uncracked concrete. For specimens with real cracks, the size of the influence zone could be derived from the development of the diffusion coefficients of the edge in function of the crack width. The influence zone starts where $D_{\text{RAND}10}$ is always higher than $D_{\text{RAND}20}$ and $D_{\text{RAND}30}$. Apparently, the influence zone enlarged with an increased crack width. For specimens with artificial cracks, the only conclusion made was that the crack depth hardly influenced the influence zone.

Formulas were derived to describe D_M and D_R . For specimens with real cracks, these diffusion coefficients had a maximum value in relation to the crack width w (mm). Then:

$$D_M(w) = a + b \cdot w \cdot \ln(w) \quad (9)$$

with $a = 2,2567677 \times 10^{-11}$, $b = -1,2008047 \times 10^{-09}$

$$D_R(w) = \sqrt{a + b \cdot e^w} \quad (10)$$

with $a = 1,0122303 \times 10^{-19}$, $b = 1,0218578 \times 10^{-19}$

For specimens with artificial cracks, both the influence of the crack depth d (mm) and width can be taken into account. In this case, the coefficients didn't display a maximum value.

$$D_M(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot \sqrt{d} \cdot \ln(d)} + c \cdot w + e \right) \quad (11)$$

with $a = 2,4948998 \times 10^{-10}$, $b = -1,1257493 \times 10^{-09}$, $c = -1,63 \times 10^{-10}$, $e = 1,35 \times 10^{-10}$.

$$D_R(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot d^{1,5}} + c \cdot w + e \right) \quad (12)$$

with $a = 3,0143689 \times 10^{-10}$, $b = -1,1456953 \times 10^{-08}$, $c = -1,85 \times 10^{-10}$, $e = 8,75 \times 10^{-11}$. In Eq. (11) & (12), the influence of the crack depth and width has been disconnected.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was done in the framework of Bilateral Scientific Agreement between Ghent University, Belgium and "Politehnica" University of Timisoara, Romania, project "Numerical simulation of the influence of crack formation on chloride penetration in reinforced concrete". Sincere thanks to Dr. Ir. K. Audenaert for the assistance during the research.

REFERENCES

- [1] AUDENAERT K., DE SCHUTTER G., MARSAVINA L., *The influence of cracks on chloride penetration in concrete structures – Part I: Experimental evaluation*, Workshop Transport Mechanisms in cracked concrete, Ghent, September 2007
- [2] DE SCHUTTER G., *Invloed van scheuren in betonconstructies op de carbonatatatie en de chloridepenetratie*, Proeven op mortelprisma's – Resultaten, 1998
- [3] DE SCHUTTER G., *Invloed van scheuren in betonconstructies op de carbonatatatie en de chloridepenetratie*, Proeven op mortelprisma's – Interpretatie, 1999

INHOUDSOPGAVE

INLEIDING BESCHRIJVING VAN HET KADER: DUURZAAMHEID VAN (GESCHEURD) BETON DOEL EN STRUCTUUR VAN HET RAPPORT

1	Duurzaamheid van betonconstructies.....	2
2	Schadeverschijnselen in gewapend beton	3
2.1	Rechtstreekse vs. onrechtstreekse schademechanismen	3
2.2	Indeling naar de oorzaken	6
3	Invloed van scheuren.....	11
4	Doel van het onderzoek.....	14
5	Opbouw van het verslag.....	15

DEEL 1: LITERATUURONDERZOEK CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON

HOOFDSTUK 1: HERKOMST VAN CHLORIDEN.....		17
1.1	Ingemengde chloriden.....	18
1.2	Ingedrongen chloriden	20
1.3	Milieuklassen in de nieuwe betonnorm EN 206 – 1	22
HOOFDSTUK 2: CHLORIDE – INDRINGING.....		25
2.1	Transportmechanismen	26
2.1.1	Identificatie van de mechanismen.....	26
2.1.2	Mathematische beschrijving	29
2.1.2.1	Algemeen	29
2.1.2.2	Zuivere diffusie	31
2.1.2.3	Elektromigratie.....	33
2.1.2.4	Diffusie + elektromigratie.....	33
2.2	Modellering van het indringingsproces.....	35
2.3	Binding van chloriden.....	37
2.3.1	Vrije en gebonden chloriden	37

2.3.2	Invloedsfactoren van de chloridebinding	39
2.3.3	Meting van het vrije, gebonden en totaal chloridegehalte	43
2.3.3.1	Meting van het vrij chloridegehalte	43
2.3.3.2	Meting van het totaal chloridegehalte	46
2.3.3.3	Meting van het gebonden chloridegehalte	46
2.3.4	Modellering van de chloridebinding	46
2.4	Kritisch chloridegehalte	51
2.4.1	Het kritisch chloridegehalte	51
2.4.1.1	Definitie en invloedsfactoren	51
2.4.1.2	Invloed van scheuren	55
2.4.1.3	Uitdrukking van het kritisch chloridegehalte	55
2.4.1.4	Het kritisch chloridegehalte in de literatuur	57
2.4.1.5	Alternatief	59
2.4.2	Het toelaatbaar chloridegehalte	60
2.4.2.1	Definitie en invloedsfactoren	60
2.4.2.2	Invloed van scheuren	61
2.4.2.3	Toelaatbaar chloridegehalte in de literatuur	61
2.5	Mathematische modellering	63
2.5.1	Basismodel: zuivere diffusie	63
2.5.2	Aanpassing 1: initieel chloridegehalte	63
2.5.3	Aanpassing 2: in de tijd veranderende diffusiecoëfficiënt	64
2.5.4	Aanpassing 3: tijdsafhankelijke oppervlakteconcentratie	67
2.5.5	Aanpassing 4: skin – effect	70
2.6	Diffusiecoëfficiënten	72
2.6.1	Types diffusiecoëfficiënten	72
2.6.2	Diffusiecoëfficiënten in de literatuur	78
2.7	Invloed van scheuren	82
HOOFDSTUK 3: CORROSIE		88
3.1	Het corrosieproces	89
3.2	Corrosiesnelheid	93
3.3	Het service life model	96
3.4	Door chloriden geïnitieerde corrosie	101
3.5	Corrosievormen	103
3.6	Bescherming van het staal tegen corrosie	105
3.6.1	Traditionele beschermingsmiddelen	105
3.6.1.1	Inwerking op de initiatieperiode	105
3.6.1.2	Inwerking op de propagatieperiode	108
3.6.2	Niet – traditionele beschermingsmiddelen	108

3.7	Besluit	110
BESLUIT: CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON		111

DEEL 2: EXPERIMENTELE STUDIE **CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON**

HOOFDSTUK 1: INLEIDENDE BESCHOUWINGEN ROND HET ONDERZOEK 115

1.1	Nood aan onderzoek?	116
1.2	Structuur van het rapport	116

HOOFDSTUK 2: OVERZICHT VAN DE PROEFMETHODES 117

2.1	Conventionele proeven	118
2.1.1	Diffusion cell	118
2.1.2	Salt Ponding Test (AASHTO T259)	119
2.1.3	Bulk Diffusion Test (NT BUILD 443)	120
2.2	Korte duur proeven	122
2.2.1	Rapid Chloride Permeability Test (RCPT) / Coulomb Test (AASHTO T277)	122
2.2.2	PD Index Test (NT BUILD 355)	124
2.2.3	Elektrische Migratie	125
2.2.4	CTH proef (NT BUILD 492)	126
2.2.5	Resistiviteit	128
2.2.6	Drukgradiënt	129
2.3	Andere proefmethoden	131
2.3.1	Propaan – 2 – ol Counter Diffusion	131
2.3.2	Gas Diffusion	131
2.3.3	Cyclische onderdompeling	132
2.4	Keuze van de proefmethode	134

HOOFDSTUK 3: SCHEURINITIATIE 135

HOOFDSTUK 4: ONDERZOEKSMETHODE 139

4.1	Betonsamenstellingen	140
4.2	Vorm van de proefstukken	143
4.2.1	Reële scheuren	143
4.2.2	Kunstmatige scheuren	143
4.3	Testprocedures	144

4.3.1	Reële scheuren	144
4.3.2	Kunstmatige scheuren	146
HOOFDSTUK 5: RESULTATEN EN BESPREKING		147
5.1	Reële scheuren	148
5.1.1	Studie van het penetratiefront	148
5.1.2	Studie van de diffusiecoëfficiënten	155
5.1.3	Benaderingen van de diffusiecoëfficiënten	159
5.1.3.1	Benadering van D_M	159
5.1.3.2	Benadering voor D_R	161
5.2	Kunstmatige scheuren	163
5.2.1	Studie van het penetratiefront	163
5.2.2	Studie van de diffusiecoëfficiënten	167
5.2.3	Benaderingen van de diffusiecoëfficiënten	170
5.2.3.1	Benadering voor D_M	171
5.2.3.2	Benadering van D_R	174
5.2.4	Toepassing van het werk van De Schutter	175
HOOFDSTUK 6: BESLUIT EN VERDER ONDERZOEK		178
6.1	Besluit	179
6.2	Verder onderzoek	183
6.2.1	Reële scheuren	183
6.2.2	Kunstmatige scheuren	184
<u>BIJLAGEN</u>		
BIJLAGE A CIJFERGEGEVENS CHLORIDEGEHALTEN		186
1	Kritische chloridegehalten	187
2	Toelaatbare chloridegehalten in het beton en in de grondstoffen	190
2.1	Cijfergegevens uit de internationale normen	190
2.2	Evolutie van de toelaatbare chloridegehalten in de Amerikaanse normen ACI	192
BIJLAGE B AFLEIDING DIFFUSIECOËFFICIËNT VOOR DE NON – STEADY STATE DIFFUSION TEST		194
BIJLAGE C OPMETING VAN DE CHLORIDE – INDRINGING IN GEVAL VAN REËLE SCHEUREN		197
1	Proefreeks T1	197

2	Proefreeks T2	200
BIJLAGE D AANGEPASTE INDRINGDIEPTES IN GEVAL VAN REËLE SCHEUREN		203
1	Proefreeks T1	203
2	Proefreeks T2	206
BIJLAGE E OPMETING VAN DE CHLORIDE – INDRINGING IN GEVAL VAN KUNSTMATIGE SCHEUREN		209
BIJLAGE F AANGEPASTE INDRINGDIEPTES IN GEVAL VAN KUNSTMATIGE SCHEUREN		211
BIJLAGE G DIFFUSIECOËFFICIËNTEN VAN DE PROEFSTUKKEN MET KUNSTMATIGE SCHEUREN		213
1	D_M	213
2	D_R	213
3	D_{RAND30}	213
4	D_{RAND20}	214
5	D_{RAND10}	214
REFERENTIES		215

SYMBOLENLIJST

afkorting	eenheid	definitie
α	-	hydratatiegraad
γ	-	coëfficiënt die de binding tijdens de migratietest weergeeft, $0 \leq \gamma \leq 1$
η	Pa	viscositeit van het solvent
κ^{-1}	m	dikte van de ionische wolk rond het ion
ρ_{concrete}	$\Omega \cdot \text{m}$	resistiviteit van beton
ϕ	-	porositeit
$\emptyset$	m	staafdiameter
Δp	N/m^2	differentiële waterdruk ($p_1 - p_2$)
ΔS	m of μm	kritiek gehalte aan corrosieproducten

afkorting	eenheid	definitie
A	m^2	dwarsdoorsnede
b	m	visueel waarneembare lengte van de scheur
c	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de vrije chloriden
C*	gewichtspersent tov het cement	concentratie van de chloriden bij de evenwichtstoestand
c_0	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de vrije chloride-ionen in de opwaartse diffusie cel (katholytische oplossing)
c_1	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de vrije chloride-ionen in de afwaartse diffusie cel (anolytische oplossing)
c_b	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de gebonden chloriden
C_b	gewichtspersent tov het cement	concentratie van de gebonden chloriden
C_{con}	gewichtspersent tov het cement	concentratie van de chloriden in de gescheurde doorsnede
c_{cr}	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de totale chloriden op het einde van de initiatieperiode
C_{cr}	gewichtspersent tov het cement	concentratie van de chloride-ionen in de oplossing
c_d	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de vrije chloriden bij kleuromslag (colorimetrische methode met zilvernitraat)
c_f	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	concentratie van de vrije chloriden
C_f	gewichtspersent tov het cement	concentratie van de vrije chloriden
c_i	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	initiële hoeveelheid chloriden
c_s	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	chloridenconcentratie aan het oppervlak van het beton
c_t	$\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}$	totale concentratie van de chloriden
C_t	gewichtspersent tov het cement	totale concentratie van de chloriden

afkorting	eenheid	definitie
d	mm	scheurdiepte
D	m ² /s	diffusiecoëfficiënt
D ₀	m _x ² /s	intrinsieke diffusiecoëfficiënt
D ₁	m ² /s	diffusiecoëfficiënt van de oppervlaktelaag bij beton als twee fasen composiet
D ₂	m ² /s	diffusiecoëfficiënt van het inwendige van het beton bij beton als twee fasen composiet
D _a	mx ² /s	apparent diffusion coefficient
D _p	m ² /s	potential diffusion index (steady state migration test)
D _{nss}	m ² /s	non-steady state diffusiecoëfficiënt
D _{nssm}	m ² /s	non-steady state migration diffusiecoëfficiënt
D _{ss}	m ² /s	steady state diffusiecoëfficiënt
D _{ssm}	m ² /s	steady state migration diffusiecoëfficiënt
e	m	dikte van de oppervlaktelaag, de betonhuid
e ₀	e.s.u.	lading van het proton (of elektron): e ₀ = 4,8 x 10 ⁻¹⁰ e.s.u.
E	V/m	dichtheid van het elektrisch veld
f	kN/m ²	treksterkte
f _i	-	activiteitscoëfficiënt van het element i
F	J/(V.mol)	constante van Faraday: F = 9,648 x 10 ⁴ J/(V.mol)
h	m	de drukhoogte
i	kg/m ²	cumulatieve water absorptie
J	kg/(m ² .s)	ionen flux
k	m/s	doorlaatbaarheidscoëfficiënt
k	ergs.K ⁻¹	constante van Boltzman: k = 1,38 x 10 ⁻¹⁶ ergs.K ⁻¹
K _b	m ³ /kg _{gel}	bindingsparameter
l	m	betondekking
L	m	dikte van het betonnen proefstuk
m	-	tijdscoëfficiënt voor diffusie
n	-	porositeit
q	m ³ /s	stroom
r	m	straal van het diffunderende ion
R	J/(mol.K)	universele gasconstante: R = 8,314 J/(mol.K)
s	mm	scheurbreedte
S	kg/(m ² .s ^{1/2})	sorptiviteit

afkorting	eenheid	definitie
t	s	tijdsvariabele
t*	weken	tijdsvariabele
t ₀	s	referentietijdstip, tijdstip van eerste blootstelling aan chloriden
t _{ex}	s	referentietijdstip, tijdstip van eerste blootstelling aan chloriden (bepaling van de effectieve diffusie coëfficiënt)
t _{exp}	s	duur van de blootstelling aan dooizouten/chloriden
t _k	s	referentietijdstip, tijdstip van eerste blootstelling aan chloriden (bepaling van de potentiële diffusie coëfficiënt)
t _s	s	leeftijd van het beton op de eerste blootstelling aan dooizouten/chloriden
T	K	temperatuur
U	V	elektrisch potentiaalverschil
$\bar{v}$	m/s	de gemiddelde stroomsnelheid
v ⁺	m/s	snelheid van de kationen in de oplossing
v ⁻	m/s	snelheid van de chloride - ionen in de oplossing
V	m ³	volume
V _p	ml/g _{cement}	gehalte aan poriënoplossing
w	m	scheurwijdte
W _{gel}	kg _{gel} /m ³ _{beton}	de hoeveelheid gel
W _n ⁰	-	niet - verdampbaar water
x	m	plaatsvariabele
x _{cap}	m	capillaire opzuighoogte
x _{cyc}	m	totale indringing bij cyclische onderdompeling (capillariteit en diffusie)
x _d	m	diepte van de chloridepenetratie
x _{dif}	m	indringing door diffusie
Z	-	valentie van het ion, voor chloriden: z = -1

INLEIDING

BESCHRIJVING VAN HET KADER: DUURZAAMHEID VAN (GESCHEURD) BETON – DOEL EN STRUCTUUR VAN HET RAPPORT

Scheuren in beton zijn een tegenstrijdig gegeven. Enerzijds zijn scheuren in gewapend beton gewenst omdat het staal pas z'n functie kan vervullen als het beton in het gebied rond het staal is gescheurd. Na de vorming van scheuren neemt het staal immers de trekkrachten op die het beton niet kan dragen. Zo geeft de wapening het beton de mogelijkheid grotere belastingen te dragen dan de krachtswerkingen die aanleiding geven tot scheurvorming, garandeert het met andere woorden een langere levensduur van de constructie. Anderzijds reduceren scheuren de duurzaamheid en dus de levensduur van het gewapend beton omdat ze de permeabiliteit verhogen en op deze manier een grotere toegang verlenen aan voor het beton schadelijke stoffen, zoals chloriden. In die zin kunnen scheuren, ontstaan door overmatige belasting of vervorming, nuttig zijn, thermische scheuren of scheuren ontstaan door krimp zijn dit echter niet en reduceren de duurzaamheid van constructies

1 *Duurzaamheid van betonconstructies*

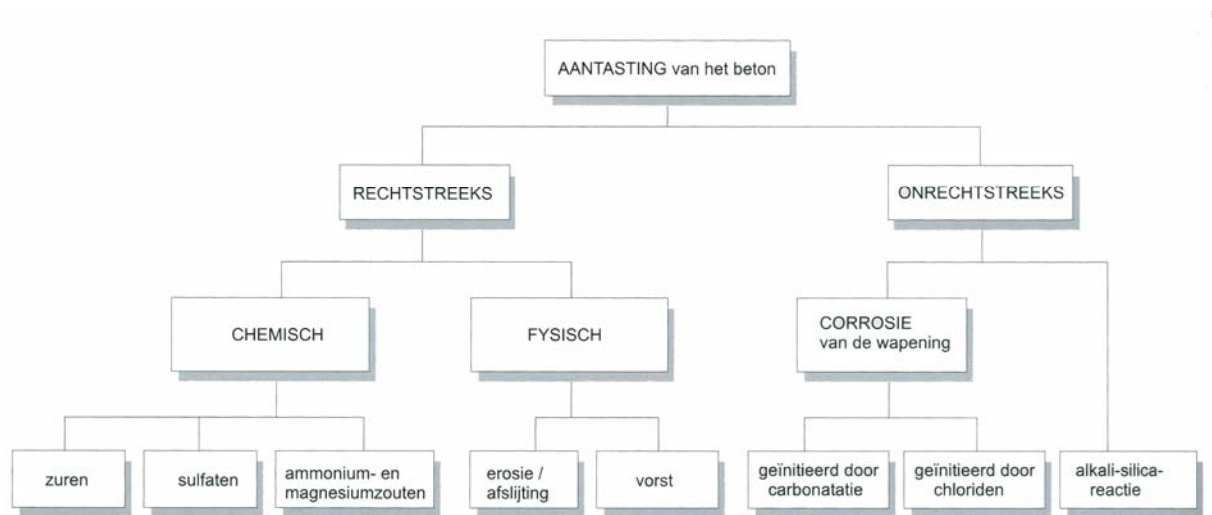
Duurzaamheid is de eigenschap van materialen en elementen om tijdens z'n levensduur te weerstaan aan ernstige aantastingsverschijnselen, zodat een afname van de initiële eigenschappen binnen aanvaardbare grenzen wordt gehouden en de constructie de functies kan blijven vervullen waarvoor zij is ontworpen [1, 2]. Gedurende de vorige eeuw was beton het meest gebruikte constructiemateriaal door de algemene beschikbaarheid van de grondstoffen, het eenvoudig transport maar vooral z'n verwerkbaarheid: op de bouwplaats kan het beton in allerhande vormen worden gegoten op voorwaarde dat de bekisting voldoet. Echter, het gebruik van dooizouten op wegen is exponentieel gestegen, sinds het in Europa in de jaren zestig voor het eerst op grote schaal werd gebruikt, net als de vervuiling van lucht en regen. Met deze toenames stijgt ook de aantasting van het beton: sinds de jaren zestig is de schade aan bruggen in de vorm van scheuren en spalling door corrosie ook in exponentiële mate gestegen. Naast de agressievere omgeving, werken ook de soms gebrekkige concepten en uitvoering en de trend om zo goedkoop mogelijk te bouwen, waarbij steeds slankere constructies met alternatieve materialen en kleinere betondekkingen gebouwd worden, de toenemende aantasting in de hand [3]. Voorts veronderstelde men vroeger dat goed gemaakt beton geen onderhoud nodig had aangezien de basisbestanddelen eveneens in duurzame, natuurlijke rotsgesteentes kunnen worden teruggevonden. De gevolgen van deze trends en aannames werden pas jaren later duidelijk, waardoor duurzaamheid van beton een relatief recent probleem is geworden [4].

De duurzaamheid van de gebruikte materialen bepaalt dus de levensduur of de gebruiksduur van een constructie. Tot voor kort dacht men dat bouwen met beton gelijk stond aan het bouwen van duurzame constructies met een quasi onbeperkte levensduur. Schademechanismen, zoals bijvoorbeeld corrosie van de wapening en alkali – silicareacties in het beton zelf, en voortijdig bezwijken van constructies hebben er toe bijgedragen dat deze gedachtegang werd verlaten. Tegenwoordig moet reeds in de ontwerpfase voldoende aandacht worden geschonken aan de duurzaamheid: het is de taak van de ontwerper de beoogde levensduur te bereiken door een gepaste inplanting van de constructie, het naleven van de betonvoorschriften inzake duurzaam bouwen en het gebruik van voldoende duurzame materialen. In een volgende fase, de uitvoering, dient er voldoende aandacht te worden geschonken aan de verwerking en de nabehandeling van het beton om de goede duurzaamheid van het ontwerp ook in de praktijk te realiseren.

2 Schadeverschijnselen in gewapend beton

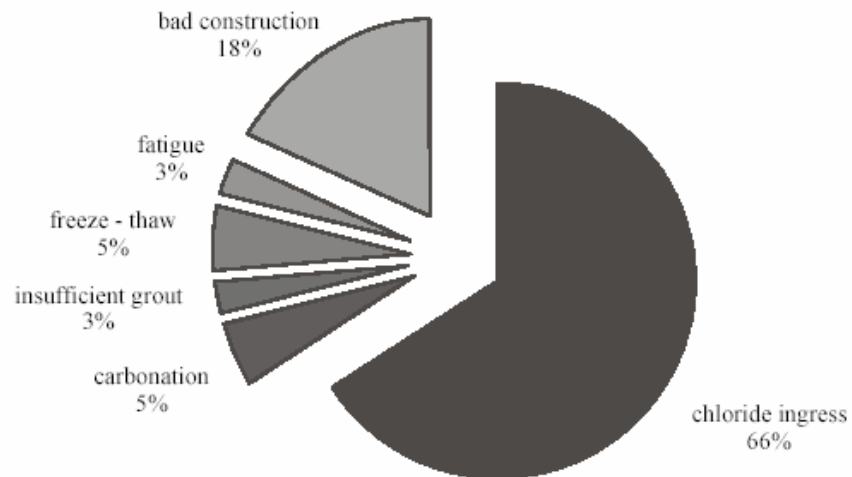
2.1 Rechtstreekse vs. onrechtstreekse schademechanismen

De aantastingsverschijnselen in gewapend beton betreffen zowel schade aan het beton (rechtstreekse schade) als aan het staal. Schade aan het wapeningsstaal resulteert onrechtstreeks in schade aan het beton. Aan de hand van dit onderscheid worden de verschillende types aantasting samengevat in Figuur 0.1. Schadeverschijnselen resulteren echter meestal uit een combinatie van verschillende van onderstaande oorzaken en heeft het ene proces meer invloed dan het andere al naargelang de omstandigheden.



Figuur 0.1: types betonaantasting volgens [5]

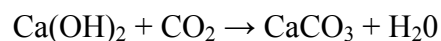
De rechtstreekse aantasting van het beton kan resulteren uit de expansieve reacties die ontstaan na reacties met sulfaten, na bevriezing van het aanwezige water of na alkali – aggregaatreacties. De meest bekende alkali – aggregaatreactie is de alkali – silicareactie. Figuur 0.1 plaatst deze vorm van aantasting onder de noemer onrechtstreekse aantasting. De chemische aantasting door zuren en zouten resulteert dan weer in een cementmatrix die minder sterk is dan het origineel. Uit onderzoek is gebleken dat de grootste problemen betreffende duurzaamheid echter worden veroorzaakt door corrosie van het wapeningsstaal en niet door de aantasting van het beton zelf [6, 7]. Dit wordt voorgesteld door onderstaand diagram, in [7] ontleend aan Japanse bronnen.



Figuur 0.2: verdeling van de geobserveerde schademechanismen [7]

Corrosie wordt veroorzaakt door de indringing van chloriden of CO₂ en uit Figuur 0.2 blijkt dat de chloride geïnitieerde corrosie de grootste oorzaak is. Dit schadeverschijnsel reduceert enerzijds de staalsectie door de vorming van roest op het oppervlak van het staal. Eenmaal deze reductie te sterk is doorgevoerd, kan de stabiliteit van een constructie in het gedrang komen. Anderzijds nemen de gevormde roestproducten een groter volume in dan het oorspronkelijke staal, zodat het beton wordt afgedrukt, “spalling”.

De indringing van CO₂ geeft aanleiding tot carbonatatie. Carbonatatie is het chemisch proces waarbij onoplosbaar calciumcarbonaat wordt gevormd uit het in het beton aanwezige calciumhydroxide volgens de reactie

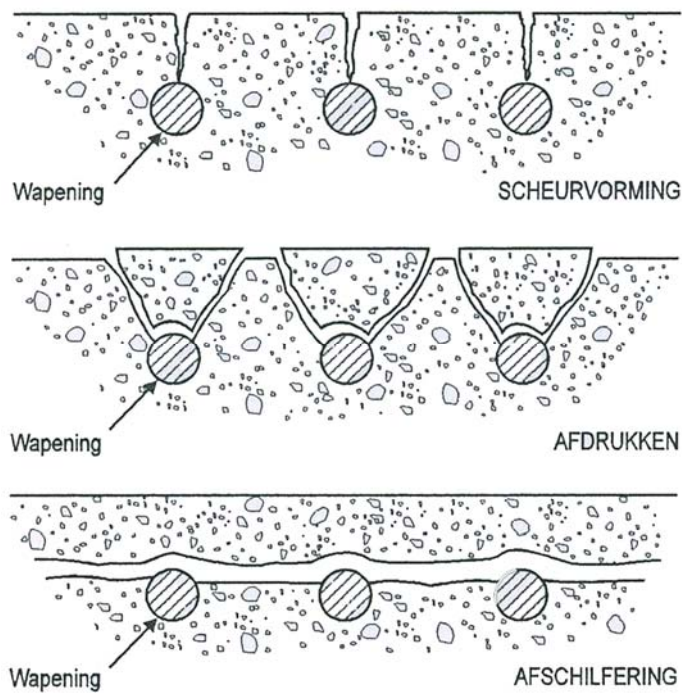


Deze reactie kan enkel plaatsvinden in aanwezigheid van relatief kleine hoeveelheden water. Carbonatatie doet de zuurtegraad van het beton dalen, waardoor het beschermende alkalische milieu van het wapeningsstaal stelselmatig wordt afgebroken (zie verder). Het gevolg is sterk verspreide corrosie van het wapeningsstaal: door carbonatatie geïnitieerde corrosie.

De indringing van chloriden zorgt voor een meer lokale aantasting van het staal door de binding van chloride – ionen (Cl⁻) met ijzerionen: door chloriden geïnitieerde corrosie.

Daarbij komt dat chloridepenetratie aanleiding geeft tot een zeker zelfversterkend effect. De volumeverandering door roestvorming zorgt dat het beton rond de wapening wordt afgedrukt, wat aanleiding geeft tot nieuwe scheuren evenwijdig met de wapeningsstaven, of

afschilfering. Beide worden voorgesteld in Figuur 0.3 en zorgen voor een versterking van de penetratie van chloriden en (vloeistof)stoffen in het algemeen, zodat ook zuurstof en water, twee essentiële elementen voor de initiatie van corrosie, sneller in het beton kunnen dringen en het corrosieproces versterken [8]. Het corrosieproces wordt verder besproken in het hoofdstuk over corrosie.

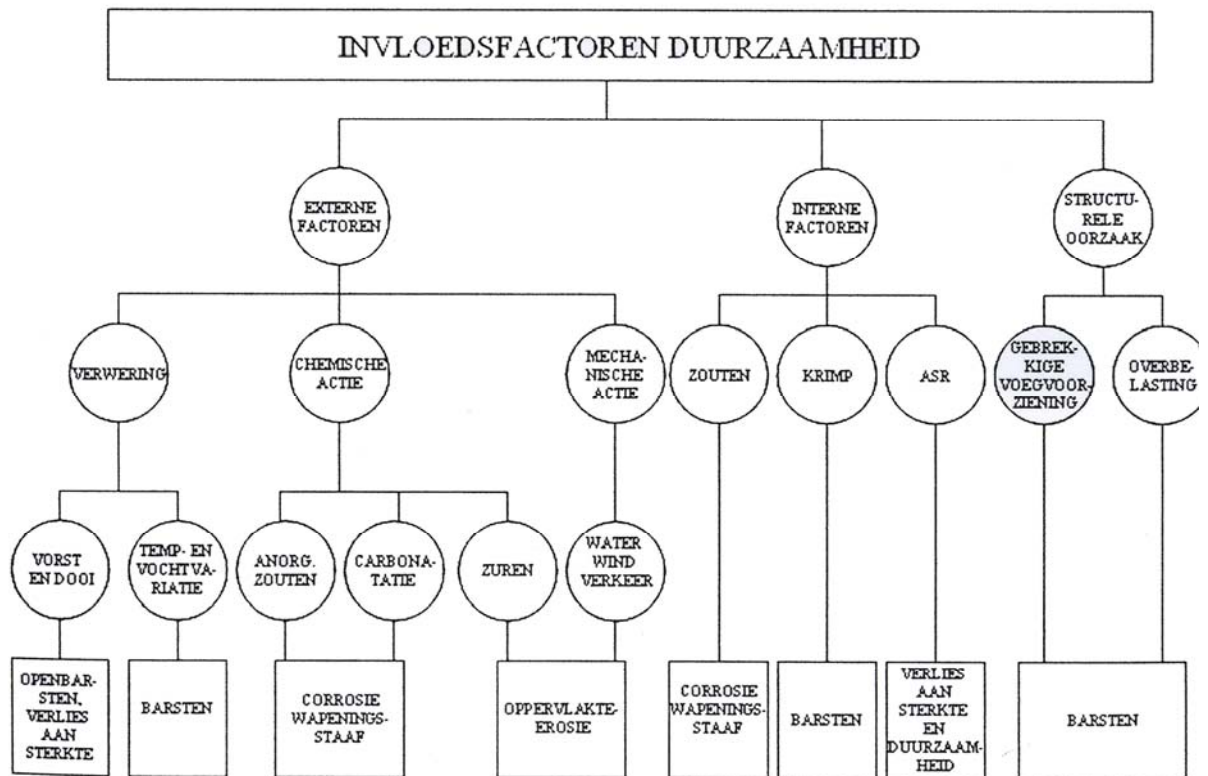


Figuur 0.3: schade veroorzaakt door corrosie [2]

Gebaseerd op de syllabus van De Belie aan de universiteit van Gent omtrent de duurzaamheid van beton, besluit Van Den Driessche in zijn scriptie dat de indringing van chloriden ook rechtstreekse schade teweeg brengt aan het beton [9]. Het belang van deze degradatie van het beton is echter veel kleiner dan de onrechtstreekse aantasting door de indringing van chloriden.

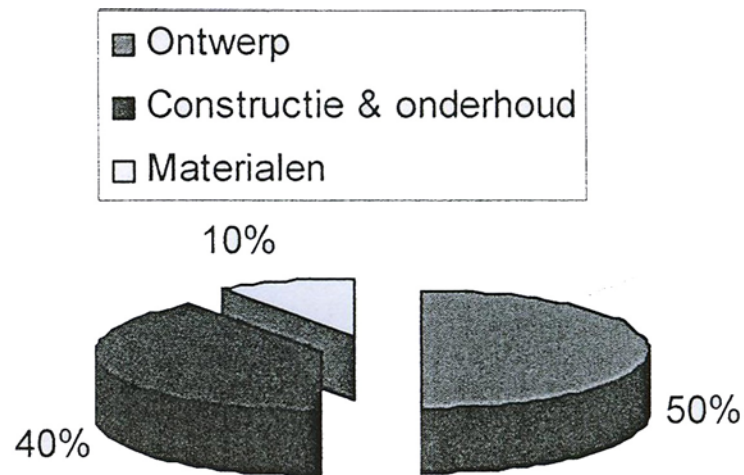
2.2 Indeling naar de oorzaken

Een andere manier van indelen van de schade is de indeling naar inwendige, uitwendige en/of structurele oorzaken. Dergelijk onderscheid wordt gemaakt in Figuur 0.4.



Figuur 0.4: indeling van de schademechanismen naar hun oorzaak [6]

Onder de inwendige oorzaken worden de oorzaken verwant met de karakteristieken van het beton zelf verstaan, zoals de structuur en de samenstelling van het beton en de fouten met betrekking tot het ontwerp, de uitvoering en het onderhoud. Het valt op uit Figuur 0.5 dat het grootste deel van de schade door inwendige oorzaken veroorzaakt wordt door ontwerp- en constructiefouten, eerder dan door de materialen op zich.

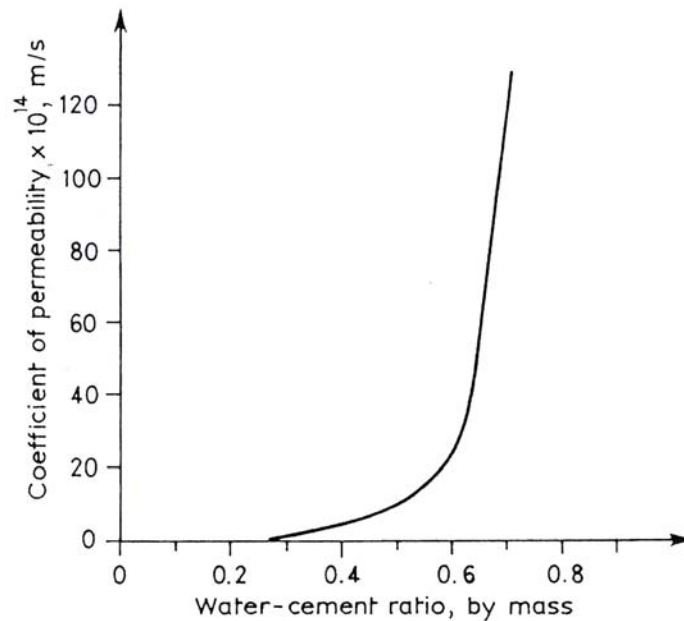


Figuur 0.5: Verdeling inwendige oorzaken volgens [6]

Uitwendige oorzaken omvatten causaliteiten uit het omgevende milieu: de aard en de hoeveelheid van de stoffen die het beton omringen [10]. Structurele oorzaken ten slotte betreffen overmatige belastingen en bijvoorbeeld gebrekkige voegvoorzieningen. Net zoals een constructie onderhevig kan zijn aan een combinatie van schadeverschijnselen, kunnen deze verschijnselen een combinatie zijn van inwendige, uitwendige en/of structurele oorzaken. Deze oorzaken geven op hun beurt aanleiding tot aantastingsprocessen die van fysische, fysisch – chemische, chemische of biologische aard kunnen zijn [6].

Het gebruik van weinig reactieve toeslagmaterialen reduceert de kans op schade door inwendige oorzaken. Zo beperkt men de kans op alkali – silicareacties door het gebruik van cement met een laag gehalte aan reactief kiezelzuur en de kans op expansieve reacties door het gebruik van weinig sulfaathoudende toeslagmaterialen.

Voorts is voldoende duurzaam beton een beton met een lage permeabiliteit. De eerste voorwaarde hiervoor luidt dat de holle ruimten en poriën in het beton beperkt en weinig continu verbonden zijn. Enkele bijkomende voorwaarden zijn een kleine diameter, een grillige vorm, een grote lengte en verregaande bochtigheid van de poriën en een grote wrijving van het poriënwater tegen de wanden. Eén van de belangrijkste parameters met betrekking tot de permeabiliteit is de W/C – factor: een lage W/C – factor betekent een lage permeabiliteit, zoals blijkt uit Figuur 0.6.



Figuur 0.6: permeabiliteit in functie van de W/C – factor [9]

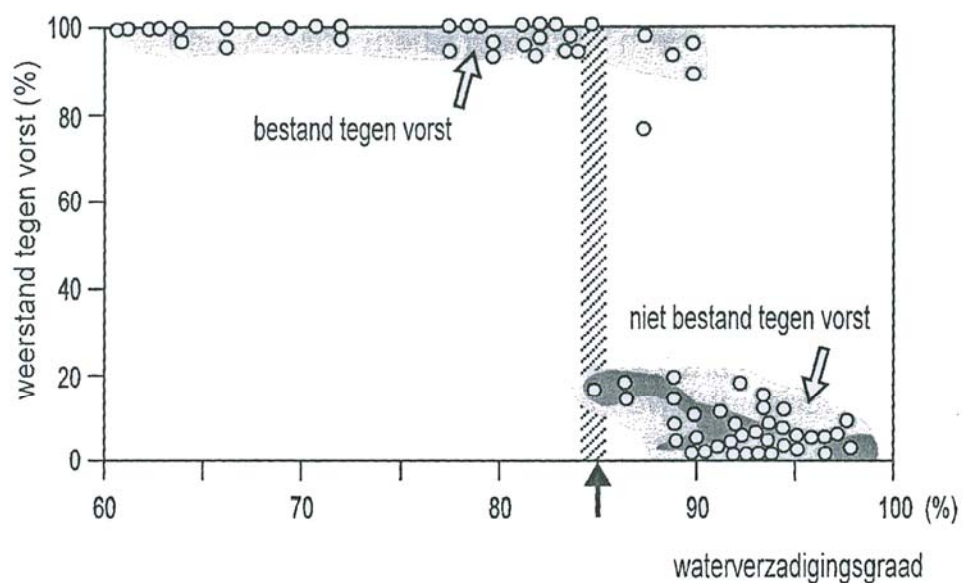
De permeabiliteit van een beton kan worden gereduceerd door puzzolane toevoegingen of “blending agents”, zoals vliegashuis, silica fume, hoogovenslakken, GGBS (ground granulated blastfurnace slag) en MK (metakaolin), die een sterk poriënvullend effect hebben. Een lage permeabiliteit is vooral belangrijk met betrekking tot de aantasting door uitwendige oorzaken. In de voorschriften linkt men daarom de permeabiliteit van het beton, onder de vorm van α_{w} W/C – factor, aan de karakteristieken van de omgeving, milieuklassen. Zo maakt men in de nieuwe betonnorm NBN EN 206-1 onderscheid tussen 5 milieuklassen:

X0	Geen risico op corrosie of aantasting (risico 0)
XC	Corrosie geïnitieerd door <u>C</u> arbonatatie
XD	Corrosie geïnitieerd door chloriden uit andere bronnen dan zeewater (<u>D</u> eicing salt) / (<u>D</u> ooizout)
XS	Corrosie geïnitieerd door chloriden uit zeewater (<u>S</u> ea water)
XF	Aantasting door vorst/dooicycli met of zonder dooizouten (<u>F</u> rost)
XA	Chemische aantasting (<u>A</u> gressieve omgeving)

waarin X staat voor exposure, gevolgd door de eerste letter van het aantastingsmechanisme. Deze combinatie van letters wordt vergezeld door een cijfer dat verwijst naar een kenmerk dat voor het beschouwde aantastingsmechanisme belangrijk is [12].

De ontwerper stelt vast of laat vaststellen welk milieu of combinatie van milieus van toepassing is op de constructie. Inderdaad, hoewel beton in één omgeving staat, kan het onderhevig zijn aan verschillende aantastingsmechanismen en verschillende milieuklassen. Hoe agressiever het milieu of deze combinatie, hoe hoger de kwaliteit of hoe lager de permeabiliteit van het beton dient te zijn om voldoende weerstand te kunnen bieden tegen het indringen van zuren, (dooi)zouten, sulfaten, afvalwater en zeewater. Uiteindelijk dient voldaan te worden aan alle duurzaamheidseisen van de toepasselijke milieuklassen.

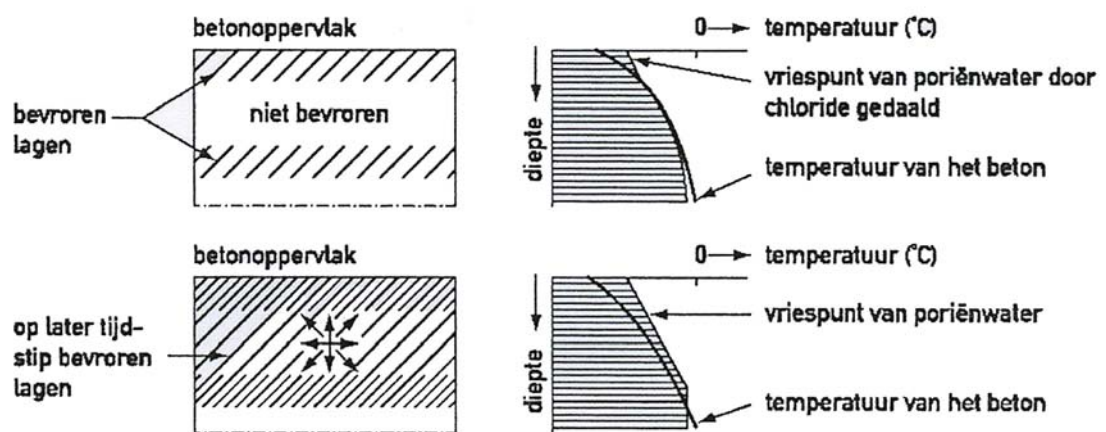
Een verlaagde doorlatendheid is eveneens voordelig ten aanzien van vorst. Water kan zeer diep indringen in een beton met een hoge doorlatendheid. Bij vorst bevriest dit water, waardoor het water ongeveer 9% uitzet. Deze volumevermeerdering drukt het beton uiteen in geval er geen voldoende uitzettingsmogelijkheden zijn voor het expanderende water. Uit onderzoek blijkt dat zodra het water 90% van de vrije ruimte in de poriën die door water kan gevuld worden effectief vult, het beton niet meer bestand is tegen vorst. Dit wordt voorgesteld in Figuur 0.7. Men spreekt van de kritische waterverzadigingsgraad [2, 10].



Figuur 0.7: weerstand tegen vorst in functie van de waterverzadigingsgraad [2]

Dit schadefenomeen komt vooral voor op horizontale vlakken waarop het water blijft staan, zoals wegen, parkings, galerijen, ... In de wegenbouw is dit fenomeen gekend onder de term winterschade [13]. In combinatie met dooizouten is de vorstschade nog groter. De inwerking van de dooizouten gebeurt in twee fasen [14]. Het toevoegen van zouten doet het vriespunt

van water dalen, zodat in een eerste fase de dooizouten het ijs op de wegen doet smelten. Hiervoor wordt warmte onttrokken aan de oppervlaktelaag. Dit doet een thermische schok ontstaan in deze laag, waardoor belangrijke trek- en schuifspanningen ontstaan die aanleiding kunnen geven tot extra scheurvorming. In de tweede fase is het ijs gesmolten en kan de zoutoplossing doorheen onder andere de net gevormde scheuren in de oppervlaktelaag dringen. Hoe dicht aan het oppervlak, hoe meer zouten de poriën bevatten. In de poriën dicht aan het betonoppervlak zal de temperatuur daarom het laagst dienen te zijn om de poriënoplossing te doen bevriezen. De temperaturen aan het betonoppervlak kunnen inderdaad zeer laag zijn, waardoor de oplossing toch relatief snel zal smelten. Hoe dieper in het beton, hoe lager de temperaturen er zijn en hoe minder zouten het poriënwater bevat. Het water bevriest er reeds bij 0°C. Tussen beide zones geraakt het beton pas later bevroren, zoals wordt aangeduid in Figuur 0.8.



Figuur 0.8: gecombineerd effect van vorst en dooizouten [2, 6, 15]

Omdat deze tussenliggende zone begrensd wordt door twee reeds bevroren zones, kan het water in deze tussenlaag niet uitzetten. De hoge drukken die hierdoor ontstaan, kunnen leiden tot scaling of afschilferen, verder scheuren tot zelfs afspringen van de bovenste laag.

3 *Invloed van scheuren*

Zoals reeds werd vermeld, verhogen scheuren de permeabiliteit van het beton, niet alleen voor water, maar voor allerhande (vloei)stoffen, al is de invloed op het watertransport bijvoorbeeld groter dan op het waterdamptransport [16]. Zo kunnen schadelijke stoffen die in het water zijn opgelost, zoals chloriden, het beton makkelijker binnendringen, waardoor de initiatietijd voor corrosie kleiner zal zijn in gescheurd beton dan in ongescheurd beton en de corrosiesnelheid groter. Algemeen gesteld reduceren scheuren de duurzaamheid van het beton. Naast de aanwezigheid van de scheur zelf, beïnvloeden ook de scheurbreedte, de scheurdiepte en de oriëntatie van de scheur de schadevorming in het beton. Een scheur loodrecht op de wapening zal lokaal tot corrosie leiden, omdat slechts lokaal chloride – ionen, zuurstof en water zeer snel via de scheur tot bij de wapening komen. Een scheur evenwijdig met de wapening zal eerder tot wijder verspreide corrosie leiden, omdat een groter of langer oppervlak wordt aangetast.

Zoals hierboven echter werd aangegeven, zijn scheuren in beton niet altijd ongewenst. Gescheurd beton in de trekzone is trouwens één van de uitgangspunten van de berekening van betonnen constructies en volgens Borgard [17] is ongescheurd beton zelfs een curiositeit dat enkel in laboratoriumomstandigheden voorkomt. Uit onderzoek is gebleken dat scheuren wel tot aan de wapening kunnen lopen, maar ze dikwijls verstopt geraken door calcium- en roestafzettingen zoals ettringiet, bruciet ($Mg(OH)_2$) en calciet ($CaCO_3$) indien ze niet te wijd zijn, zodat transport via deze weg bemoeilijkt wordt. Naar deze verstopping wordt verwezen als het “self – healing” effect of autogenous healing. Zowel het CEB (Comité Euro – International du Béton) in [18] als Apers in [2] stelden daarom criteria op waaraan de scheurwijdtes moeten voldoen om toelaatbaar te zijn, in functie van de omgevingsomstandigheden. Deze criteria worden respectievelijk voorgesteld in Tabel 0.1 en Tabel 0.2. Om deze reden is de scheurwijdte echter van minder belang als de betondekking bijvoorbeeld.

Tabel 0.1: toelaatbare scheurwijdtes volgens CEB [18]

omgevingsomst.	belasting	wapening	
		gevoelig	niet gevoelig
mild	frequent	$w \leq 0,2$	$w \leq 0,4$
	permanent	geen spanning, $W \leq 0,1$	...
gemiddeld	frequent	$w \leq 0,1$	$w \leq 0,2$
	permanent	geen spanning	...
streng	zelden	$w \leq 0,1$	$w \leq 0,2$
	frequent	geen spanning	$w \leq 0,1$

Tabel 0.2: toelaatbare scheurwijdtes volgens Apers [2]

aanbevolen waarden voor maximale scheurwijdte (mm) volgens NBN EN 1992 - 1 - 1: 2005 (Nationale Bijlage)			
milieuklasse	omgevings klasse	elementen in gewapend beton en elementen in voorgespannen beton zonder aanhechting van de wapening	elementen in voorgespannen beton met aanhechting van de wapening
		combinatie van quasi - permanente belastingen	combinatie van frequente belastingen
X0, XC1	EI	0,4 ⁽¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	EE1, EE2, EE3	0,3	0,2 ⁽²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	EE4, ES1, ES2, ES3, ES4	0,3	decompressie ⁽³⁾
(1) Voor de milieuclassen X0 en XC1 en de omgevingsklasse EI heeft de scheurwijdte geen invloed op de duurzaamheid. Deze grenswaarde is vastgelegd om een aanvaardbaar uiterlijk te waarborgen. Bij (2) Voor deze milieu- en omgevingsklassen moet bovendien de decompressie onder combinatie van quasi - permanente belastingen nagegaan worden (3) Decompressie is de toestand waarbij op een bepaalde plaats de drukspanningen ten gevolge van de voorspanning tot nul is herleid			

Een grote betondekking of een minimale hoeveelheid wapening kan ervoor zorgen dat de scheurwijdten niet te groot worden. Indien scheuren ontoelaatbaar blijken, betekenen deze een uitgelezen mogelijkheid tot penetratie van CO₂ en chloriden in het beton.

De hoeveelheid chloriden in de gescheurde zone is niet alleen afhankelijk van de scheurwijdte. Het is ook afhankelijk van de diffusiecoëfficiënt van de chloriden in het beton. De diffusiecoëfficiënt geeft de snelheid aan waarmee chloriden doorheen het beton kunnen diffunderen onder een bepaalde concentratiegradiënt: hoe groter de diffusiecoëfficiënt, hoe sneller de chloride – ionen doorheen het beton worden getransporteerd. Dit fysisch

verschijnsel wordt beschreven door de wetten van Fick en komt verder in dit werk uitvoerig aan bod. Er moet een verband bestaan tussen de diffusiecoëfficiënt en scheuren. Een scheur zorgt voor een verhoogde doorlaatbaarheid, een snellere indringing van de chloriden en dus voor een verhoogde diffusiecoëfficiënt. Ten slotte bestaat er ook een afhankelijkheid van de concentratie aan chloriden in het aangrenzende milieu. In gebieden rijk aan chloriden, zoals aan kusten of in het zeewater zelf, zal er een grotere indringing waarneembaar zijn. Het is dan ook gunstig om reeds in de ontwerpfase een grote betondekking te voorzien, die dient als een fysische barrière zodat chloriden zeer moeilijk in contact komen met de wapeningsstaven in het beton of er zeer lang over doen om tot aan de wapening door te dringen. Een grote waarde van de verhouding betondekking/staafdiameter houdt met andere woorden in dat de betondekking een buffer vormt tegen de indringing van chloriden en de daaropvolgende corrosie van het staal [8]. Zo kan de levensduur van een constructie worden verhoogd of gegarandeerd.

4 Doel van het onderzoek

De penetratie van chloriden in beton vormt het onderwerp van deze scriptie. Het binnendringen van chloriden is mogelijk via de poriën in het beton, maar scheuren vereenvoudigen deze penetratie. Zo zorgen scheuren die reiken tot aan de wapening voor een contactvlak tussen deze wapening en chloriden. Hoe wijder deze scheuren, hoe sneller en in grotere mate de chloriden in het beton kunnen dringen en in contact komen met het staal. Er wordt getracht een verband te vinden tussen de scheurkarakteristieken en de chloride – indringing, aan de hand van talrijke experimenten op chloride – indringing in gescheurde proefstukken. Dit verband wordt opgesteld onder de vorm van een relatie tussen de diffusiecoëfficiënt en de scheurkarakteristieken, waarvan het bestaan in een vorige paragraaf werd vermoed. Met het oog op het inschatten van de toestand van een constructie uit gewapend beton is het immers zeer belangrijk om aan de hand van opgemeten scheurbreedtes en -dieptes te kunnen voorspellen hoe diep de chloriden in het beton zijn gedrongen, zonder daarvoor destructieve proeven hoeven uit te voeren. Destructieve proeven zijn immers niet economisch en weinig aan te raden voor onderzoek langs scheuren in bestaande constructies. Onderhavige scriptie tracht aan deze nood tegemoet te komen. Aan de hand van talrijke experimenten wordt onderzocht wat het verband is tussen de scheurbreedte en –diepte en de penetratie van chloriden.

In de Verenigde Staten van Amerika zijn er reeds enkele studies verricht om de omvang van het probleem te kunnen inschatten. Ook daar wordt sinds vorige eeuw zeer veel gebruik gemaakt van beton, maar heeft dit beton te lijden onder het gebruik van dooizouten. Een onderzoek naar de schade aan wegen en bruggen bracht volgens [18] aan het licht dat zich in totaal voor biljoenen dollars aan reparaties opdrongen. [7] haalt aan dat er jaarlijks tussen de 100 en de 200 bruggen instorten door schade aan de constructie. Het grootste deel van deze schade is het gevolg van chloride – indringing en carbonatatie. In het Verenigd Koninkrijk loopt de schade aan beton jaarlijks op tot 500 miljoen pond en in Zwitserland schat men de onderhouds- en herstellingskosten voor brugdekken alleen op zo'n 80 miljoen Zwitserse Frank per jaar [19]. Volgens [20] spreekt men in België over een totale schade van ca. 3,5% tot 4% van het Bruto Nationaal Product, wat zou neerkomen op een 200 miljard oude Belgische Frank. De scheuren die in het beton ontstaan door corrosie van het wapeningsstaal

en die reiken tot aan het oppervlak zijn bovendien moeilijk te herstellen. Het is daarom belangrijk om corrosie in een vroeg stadium op te merken.

Dit onderzoek vond plaats in het kader van de bilaterale, wetenschappelijke overeenkomst tussen de Universiteit van Gent, België, en de Polytechnische Universiteit van Timisoara, Roemenië. Deze overeenkomst handelt over de invloed van scheurvorming op chloridepenetratie in gewapend beton. Het onderzoek werd uitgevoerd in het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek in het Technologiepark te Zwijnaarde. De modellering van de gerealiseerde scheuren gebeurde door Prof. Dr. Ing. Liviu Marsavina in Roemenië.

5 *Opbouw van het verslag*

Het rapport bestaat uit twee delen, voorafgegaan door het onderhavige hoofdstuk dat het ruime kader beschrijft waarin de scriptie dient gesitueerd te worden. Het eerste deel omvat een uitgebreide literatuurstudie over het onderwerp. Wat betreft de invloed van de scheuren zijn er twee werkwijzen mogelijk: ofwel wordt de literatuurstudie opgebouwd rond het fenomeen chloridepenetratie langs scheuren, ofwel wordt uitgegaan van chloridepenetratie in beton, met speciale aandacht voor de invloed van scheuren. Om de algemeenheid niet te schaden wordt de tweede optie aangehouden. De hoofdstukken vertonen een chronologische volgorde: herkomst van chloriden – indringing in beton – gevolgen. Het eerste hoofdstuk spoort de bronnen op van de chloriden, waarna het volgende hoofdstuk het indringingsproces bestudeert. Vervolgens wordt dieper ingegaan op de gevolgen van chloridepenetratie in beton: eventuele corrosie van het aanwezige wapeningsstaal. Dit schademechanisme is één van de, zoniet hét belangrijkste schadegeval in gewapend beton. De nodige aandacht wordt besteed aan de beschermingsmaatregelen om het corroderen van de wapening te vermijden.

Het tweede deel van het rapport beschrijft het onderzoeksprogramma. De eerste hoofdstukken behandelen de voorbereidende fase. Er wordt een uitgebreid overzicht gegeven van de algemeen gangbare proefmethoden en er wordt onderzocht hoe de scheuren in de proefstukken kunnen worden geïnitieerd. Na een beschrijving van alle stappen die werden uitgevoerd tijdens het onderzoek, worden de resultaten hiervan gegeven en besproken in een volgend hoofdstuk.

DEEL 1:

LITERATUURONDERZOEK CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON

HOOFDSTUK 1:

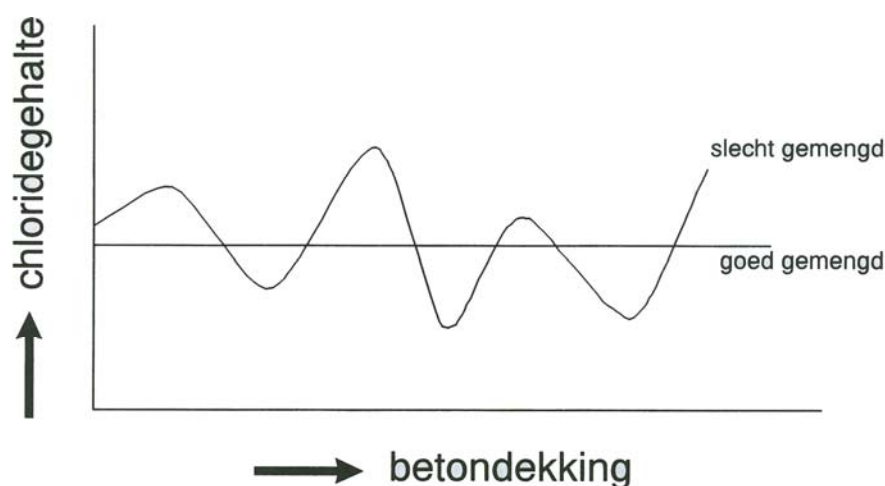
HERKOMST VAN CHLORIDEN

Zoals reeds in de inleiding werd aangegeven, zorgt de aanwezigheid van chloriden rond het wapeningsstaal voor initiatie van corrosie indien er ook zuurstof en water voorradig is. Sterker nog, volgens [21] behoren chloriden tot de potentieel meest schadelijke stoffen voor constructies in gewapend beton door z'n sterke corrosie – bevorderende werking. In het kader van de duurzaamheid van een constructie is het belangrijk dit schadefenomeen in te dijken. Een belangrijke remedie tegen chloride geïnitieerde corrosie is het beperken of in het beste geval uitsluiten van de toevoer van chloriden. In dit hoofdstuk worden de bronnen van chloriden geïdentificeerd in een betrachting de aanvoer van chloriden te beperken of te stoppen. Het bestrijden van de corrosie zelf wordt in een volgend hoofdstuk besproken.

Chloriden kunnen op twee manieren in het beton terecht komen. Enerzijds kunnen chloriden reeds worden ingemengd bij de aanmaak van het beton, anderzijds bestaat de mogelijkheid dat chloriden in het beton dringen tijdens de levensduur van de betonnen constructie.

1.1 Ingemengde chloriden

Chloriden werden vroeger bewust ingemengd in het beton onder de vorm van calciumchloriden, dat werd gebruikt als bindings- en verhardingsversneller. De verspreiding van de chloriden in het beton is dan afhankelijk van de wijze van aanbrengen en de mate van menging, zoals in Figuur 1.1. In het beste geval van aanbrengen en mengen zijn de chloriden homogeen verdeeld in het beton.



Figuur 1.1: verdeling van de ingemengde chloriden in functie van de menging [22]

Tot voor de Voorschriften Beton 1974/1984 was het toegelaten 2% CaCl_2 , berekend ten opzichte van de cementmassa, toe te voegen. De voorwaarden, opdat er ondanks dit toegevoegde gehalte aan chloriden geen corrosie zou optreden, betroffen een goede verdichting van het beton, een voldoende hoog cementgehalte om een goede verdichting te realiseren en een goede nabehandeling. In het CUR – rapport 31, gepubliceerd in het begin van de jaren '60, wordt CaCl_2 nog beschreven als de meest betrouwbare bindingsversneller [23]. Wat betreft het gevaar voor corrosie wordt in dat rapport verwezen naar Tomek en Vavrim om te poneren dat deze toevoeging toelaatbaar is indien de porositeit van het beton niet meer dan 9,5% en de betondekking ten minste 15 mm bedraagt. De praktijk leert echter dat aan deze voorwaarden nooit volledig wordt voldaan en dat de chloriden meer schade aanrichten in de vorm van corrosie dan voordeel als versneller. Het toevoegen van chloridehoudende hulpstoffen wordt tegenwoordig door NBN EN 206 – 1 om deze reden verboden.

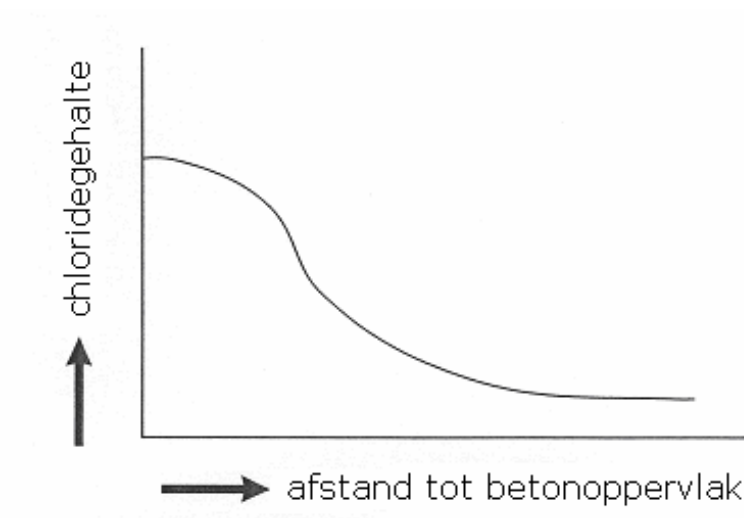
Naast het bewust toevoegen van chloriden in het beton, kunnen chloriden ook onbewust worden toegevoegd tijdens de aanmaak van het beton. Zo bevatten granulaten van minerale oorsprong, zoals zeezand en zeegrind, chloriden en kunnen grondstoffen van het beton, die onbeschut werden bewaard vóór menging, tijdens deze opslagperiode chloriden hebben opgenomen uit de lucht of uit met chloriden gecontamineerd regenwater. Daarom wordt in [24] aanbevolen het grind, het steenslag, en het zand te stockeren op een verhard en schoongemaakt oppervlak en af te dekken met een zeil. Zo komen deze grondstoffen niet in contact met regen- of grondwater waarin chloriden zijn opgelost. Zakken cement moeten volgens [24] dan weer worden bewaard in een droge ruimte. Indien het beton ondanks de voorzorgsmaatregelen toch verontreinigd is met chloriden, worden eisen gesteld aan het gehalte aan chloriden. Het CUR rapport 104 handelt over de verontreinigingen in toeslagmaterialen voor beton [25]. Hierin wordt een overzicht gegeven van de eisen die in de verschillende normen worden gesteld aan het chloridegehalte in zand en grind en in het beton zelf. Aangezien deze eisen reeds voorbij gestreefd zijn, worden deze gehalten enkel gegeven Bijlage A. Voor alle types cement en voor elke sterkteklasse dient volgens [26] het chloridegehalte beperkt te worden tot maximaal 0,1%.

In geval er gebruik wordt gemaakt van betonpuin dient vooraf het gehalte aan verontreinigingen zoals chloriden te worden bepaald. Deze verontreinigingen mogen niet in zodanige hoeveelheden voorkomen, dat ze schadelijk zouden kunnen zijn voor het beton of de wapening [27]. Indien nodig kunnen zowel de granulaten als het betonpuin worden voorgewassen vóór gebruik.

Ten slotte kan ook het aanmaakwater voor beton verontreinigd zijn door chloriden. Dit wordt bestudeerd door [21]. Tot voor de Voorschriften Beton 1974 gold het principe dat het aanmaakwater geen schadelijke stoffen in een dusdanige concentratie mocht bevatten dat er gevaar bestond voor aantasting van het beton en/of de wapening. Tegenwoordig wordt geaccepteerd dat het maximaal chloridegehalte in het aanmaakwater gelijk is aan 500 mg per liter. In principe kan leidingwater zonder probleem aangewend worden als aanmaakwater, aangezien het chloridegehalte kleiner is dan 250 mg/l. Toch is het gevaarlijk om dit principe ongenueanceerd toe te passen. In Beiroet bijvoorbeeld bedraagt het gehalte aan chloriden in drinkwater 1250 mg/l. In tegenstelling tot leidingwater, bevatten oppervlakte-, bron-, en grondwater mogelijk teveel verontreinigingen en dient te worden onderworpen aan een geschiktheidsonderzoek.

1.2 Ingedrongen chloriden

In het beton aanwezige chloriden die niet tijdens de aanmaak werden ingemengd, zijn in de loop van de tijd in het beton gedrongen. In tegenstelling tot de ingemengde chloriden hebben de ingedrongen chloriden een niet – uniforme verdeling. Een in de literatuur veel voorkomende verdeling wordt voorgesteld in Figuur 1.2. Door de niet – homogene verdeling van de chloriden in het beton, kan het opmeten van de chlorideconcentratie op slechts één plaats of op één diepte in het beton misleidende resultaten geven.



Figuur 1.2: typisch verloop van de concentratie van ingedrongen chloriden [22]

In kustgebieden kunnen deze chloriden afkomstig zijn uit het zeewater, uit brak water (grondwater waarin zich zeewater heeft gemengd) en/of uit chloridehoudende lucht die meegevoerd wordt met vochtige zeewind. In [28] wordt verondersteld dat tot op 3 à 5 km van de kust rekening dient te worden gehouden met een hoger zoutgehalte in de lucht: de concentratie aan chloriden in de lucht in kustgebieden bedraagt ongeveer $150 \mu\text{g}/\text{m}^3$, in andere gebieden slechts $1 \mu\text{g}/\text{m}^3$ [29]. In andere gebieden dan de kustgebieden is het gehalte aan chloriden in de lucht dus te verwaarlozen.

Chloriden kunnen ook afkomstig zijn uit dooizouten die in de winter worden gestrooid op wegen en parkings. De dooizouten worden bovendien ingereden door de autobanden, die zelf ook gecontamineerd water kunnen transporteren en afzetten. Alternatieven voor chloridehoudende dooizouten bestaan, zoals CMA of Calcium Magnesium Acetaat, maar zijn dikwijls te duur, zodat het probleem blijft bestaan [30].

Ten slotte zijn er ook nog andere bronnen van ingedrongen chloriden, naast zeewater en dooizouten. Volgens het CUR – rapport 84 – 6 bevat regenwater op verschillende plaatsen in Nederland een bepaalde hoeveelheid chloriden, die volgens het onderzoek varieerden tussen 1,7 en 19,2 mg/l in 1982 [29]. Ook industrieel afvalwater kan volgens Audenaert chloriden bevatten [31]. Brand van PVC – materialen (polyvinylchloride) maakt eveneens chloriden vrij. Door de hoge temperaturen ontbindt het PVC en laat het HCl vrij. Dit zuur komt in gasvorm het beton binnen en reageert met het calcium in het beton tot de vorming van calciumchloride. Omdat deze in water oplosbaar is, kunnen de chloride – ionen dieper in het beton diffunderen [4, 32].

Uit voorgaand overzicht blijkt dat chloriden vooral afkomstig zijn uit zeewater. Zeewater is de bron van chloriden die zowel onbewust ingemend als ingedrongen kunnen zijn. Oceanen bevatten volgens [28] ongeveer 35 g/l aan zouten, waarvan 19,8 g/l aan chloriden. Dit komt overeen met [33], dat zegt dat zeewater 20 g/l chloriden bevat. Aan de kusten wordt het zeewater verdund met rivierwater, waardoor de concentraties aan zouten geringer kunnen zijn. In [31] bijvoorbeeld wordt vermeld dat de chlorideconcentratie in de Noordzee ongeveer 18,5 g/l bedraagt. In dit werk wordt eveneens een overzicht gegeven van de chlorideconcentraties in verschillende zeeën zoals die in de literatuur werden teruggevonden. Deze samenvatting wordt hier gegeven in Tabel 1.1.

Tabel 1.1: chloridenconcentraties in verschillende zeeën volgens [31]

referentie	zee	Cl ⁻ concentratie [g/l]
CUR rapport 100 (1981)	oceanen	19,8
Radic (1989)	Adriatische Zee	21,2
Mangat (1994a)	Noordzee	19,8
Mangat (1994b)	Noordzee	21,2 - 24,8
Baroghel Bouny (1995)	Noordzee	18,5
Wee (1997)	Noordzee	19,4
Saetta (1993)	Noordzee	18,5
Rochelle (2000)	VS, North Carolina	13
Erdoghu (2001)	ASTM zeewater	19,5
Frederiksen (2001a)	Noordzee - Baltische Zee	14 ± 4

1.3 Milieuklassen in de nieuwe betonnorm EN 206 – 1

In de nieuwe betonnorm EN 206 – 1 wordt bij de definiëring van de verschillende milieuklassen met diverse mogelijke herkomsten van chloriden rekening gehouden. Er wordt een milieuklasse voorzien waarin schade wordt veroorzaakt door chloriden afkomstig uit zeewater (XS) en een klasse waarin chloriden afkomstig zijn uit andere bronnen, zoals dooizouten (XD). Ten slotte kan schade veroorzaakt door vorst ook gepaard gaan met schade door het gebruik van dooizouten. Dit wordt omvat door de milieuklasse XF. Elke klasse wordt op zijn beurt onderverdeeld in subklassen. Dit resulteert in 18 milieuklassen, waarvan de met betrekking tot chloride geïnitieerde corrosie belangrijke subklassen hieronder worden weergegeven.

De klasse XD wordt onderverdeeld in [12, 34, 35, 36]:

Tabel 1.2: subklassen van de milieuklasse XD volgens betonnorm (NBN) EN 206 – 1

XD1	Matige vochtigheid	Betonoppervlakken blootgesteld aan chloriden uit de lucht
XD2	Nat, zelden droog	- zwembaden - beton blootgesteld aan chloridehoudend industriewater
XD3	Wisselend nat en droog	- brugdelen blootgesteld aan chloridehoudend spatwater - verhardingen - parkeerplaatsen voor voertuigen

de klasse XS in [12, 34, 35, 36]:

Tabel 1.3: subklassen van de milieuklasse XS volgens betonnorm (NBN) EN 206 – 1

XS1	Blootgesteld aan zouten uit de lucht, maar niet in direct contact met zeewater	Constructies bij of aan de kust
XS2	Blijvend ondergedompeld in zeewater of brak water	Delen van constructies in zee
XS3	Getijde-, spat- en nevelzone	Delen van constructies in zee

en de klasse XF in [12, 34, 35, 36]:

Tabel 1.4: subklassen van de milieuklasse XF volgens betonnorm (NBN) EN 206 – 1

XF1	Matige waterverzadiging zonder dooizouten	Verticale betonoppervlakken blootgesteld aan regen en vorst
XF2	Matige waterverzadiging met dooizouten	Verticale betonoppervlakken van wegconstructies blootgesteld aan vorst en met de lucht meegevoerde dooizouten
XF3	Hoge waterverzadiging zonder dooizouten	Horizontale betonoppervlakken blootgesteld aan regen en vorst
XF4	Hoge waterverzadiging met dooizouten of zeewater	- Wegen en brugdekken blootgesteld aan dooizouten - Betonoppervlakken blootgesteld aan direct gesproeide dooizouten en aan vorst. - Spatzone van constructies in zee blootgesteld aan vorst

Elk van deze 18 milieuklassen heeft eigen eisen voor betonsamenstelling en duurzaamheid. In de nieuwe betonnorm wordt hiervoor gebruik gemaakt van het begrip betontype, aangeduid met de letter T gevolgd door een getal dat verwijst naar de maximaal toelaatbare W/C – factor. Het betontype is een specifieke combinatie van de duurzaamheidseisen inzake maximale W/C – factor, minimaal cementgehalte, minimale druksterkte en eventueel een minimaal luchtgehalte. Voor elke milieuklasse kunnen één of meerdere specifieke betontype(s) worden toegepast. In de nieuwe Europese norm worden dus geen voorstellen gedaan omtrent de toe te passen betondekking. In de oude norm NBN EN 1992 – 1 – 1: 2005 daarentegen werd nog geen gebruik gemaakt van het begrip betontypes. Deze norm maakte wel voorstellen omtrent de betondekking in functie van de milieu- en omgevingsklassen en de verwachte levensduur. Deze levensduur wordt ingedeeld in structuurklassen: een lagere klasse betekent een kortere levensduur. De voorstellen (dekkingen in mm) worden in Tabel 1.5 en Tabel 1.6 samengevat voor respectievelijk gewapend en voorgespannen beton.

Tabel 1.5: $c_{\min}$ voor gewapend beton volgens [2]

structuur klasse	Milieu- en omgevingsklassen					
	XC1	XC2,XC3	XC4	XD1,XS1	XD2,XS2	XD3,XS3
	E1	EE1,EE2	EE3	ES2	ES1,ES3	EE4,ES4
S1	10	10	15	20	25	30
S2	10	15	20	25	30	35
S3	10	20	25	30	35	40
S4	15	25	30	35	40	45
S5	20	30	35	40	45	50
S6	25	35	40	45	50	55

Tabel 1.6: $c_{\min}$ voor voorgespannen beton volgens [2]

structuur klasse	Milieu- en omgevingsklassen					
	XC1	XC2,XC3	XC4	XD1,XS1	XD2,XS2	XD3,XS3
	E1	EE1,EE2	EE3	ES2	ES1,ES3	EE4,ES4
S1	15	20	25	30	35	40
S2	15	25	30	35	40	45
S3	20	30	35	40	45	50
S4	25	35	40	45	50	55
S5	30	40	45	50	55	60
S6	35	45	50	55	60	65

HOOFDSTUK 2:

CHLORIDE – INDRINGING

Uit voorgaande blijkt dat corrosie van het wapeningsstaal het belangrijkste schademechanisme is in gewapend beton. Het wordt vooral veroorzaakt door chloriden, die putcorrosie veroorzaken, wat het staal lokaal en zeer snel doet degraderen. De voornaamste bron van chloriden is zeewater, maar het duurde zeer lang tot het verband tussen dit zeewater en putcorrosie werd gevonden. In het begin van de 20e eeuw werd voor het eerst gebruik gemaakt van gewapend beton als bouw materiaal in een mariene omgeving. In 1924 ontdekten Atwood en Johnson dat het cement desintegreerde onder invloed van het zeewater en in 1967 beschreef Biczok corrosie in beton. Het was echter tot 1986 wachten tot de vorm van corrosie in mariene constructies als putcorrosie werd gedefinieerd. Sinds dit verband werd gevonden, werd zeer veel onderzoek verricht naar de penetratie van chloriden en het verhinderen van putcorrosie [52]. Vele onderzoekers stelden modellen op die het indringingsproces benaderd kunnen voorspellen. Volgens andere onderzoekers is men er tot op heden nog altijd niet in geslaagd het indringingsproces, onder alle mogelijke omstandigheden en rekening houdend met alle aspecten van de chloride – indringing, te modelleren of te voorspellen omdat dit een zeer complex fenomeen is. Deze aspecten en enkele voorbeelden van de indringingsmodellen die in de literatuur worden gegeven, worden samengebracht in het onderhavige hoofdstuk [7, 9, 22, 31, 32, 38, 39, 40].

2.1 Transportmechanismen

Om de indringing van chloriden in beton te kunnen beschrijven, is het eerst nodig een overzicht te geven van de transportmechanismen die de chloriden doorheen het beton kunnen transporteren [31, 38, 39]. De belangrijkste transportmechanismen zijn diffusie, elektrische migratie en convectorie. Een gemeenschappelijk kenmerk van alle methodes is de aanwezigheid van poriënwater, zodat de poriën geheel of gedeeltelijk verzadigd dienen te zijn. Bovendien moeten deze poriën in voldoende mate onderling verbonden zijn, zodat ze continue paden vormen waarlangs de chloriden kunnen penetreren. Welk transportmechanisme uiteindelijk zal optreden, hangt af van de blootstellingvoorwaarden, het vochtgehalte van het beton en de poriënstructuur of permeabiliteit.

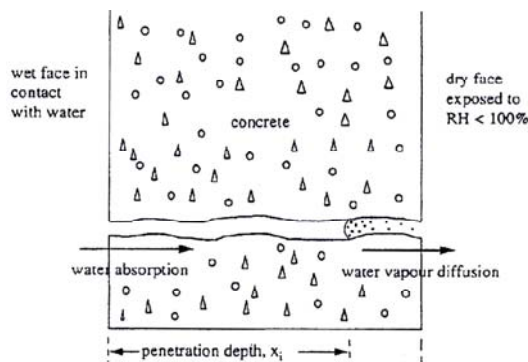
2.1.1 Identificatie van de mechanismen

Zuivere **diffusie** treedt op wanneer de chloride – ionen enkel worden getransporteerd doorheen het beton onder invloed van een gradiënt in de concentratie van chloriden tussen beide zijden van het beton, van de zijde met een hoge concentratie naar de zijde met een lage concentratie aan chloride – ionen. Deze concentratiegradiënt wordt de chemische potentiaal genoemd en het diffusieproces stopt op het moment dat deze gradiënt door de diffusie van chloride – ionen herleid is tot 0. De snelheid waarmee het proces verloopt, wordt de diffusiviteit genoemd en hangt af van de diffusieweerstand van de cementmatrix. Op voorwaarde van een goede nabehandeling, stijgt deze weerstand met een dalende W/C – factor, een stijgend cementgehalte en een toenemende hydratatiegraad omdat in deze gevallen de permeabiliteit van het beton daalt. Verder is de diffusieweerstand van hoogovencement groter dan die van portlandcement omdat onder andere de bindingscapaciteit van hoogovencement groter is dan die van portlandcement, zodat meer chloriden uit de oplossing worden genomen (zie verder). In enkele gevallen bevinden zich semi – permeabele wanden in het beton, die wel water doorlaten, maar geen ionen. De enige manier om de concentratiegradiënt dan teniet te doen, is door **osmose**, waarbij het water doorheen de wand van de zijde met lage concentratie naar de zijde met hoge concentratie diffundeert.

Chloride – ionen, als een geladen substantie, kunnen ook doorheen het beton worden getransporteerd onder invloed van een extern elektrisch veld dat een potentiaalverschil veroorzaakt over het beton. Men spreekt dan over **elektrische migratie** of **elektromigratie**.

Veel van de proefopstellingen ter bepaling van de chloridepenetratie in beton maken gebruik van dit principe om de penetratie te versnellen, zodat de duur van elke test aanzienlijk gereduceerd kan worden. Hierop wordt later verder ingegaan. [6] vermeldt nog het bestaan van **thermische migratie**, waarbij de drijvende kracht een thermische gradiënt is in plaats van een potentiaalverschil of een concentratiegradiënt. De stroming verloopt van warme naar koude zones en is vooral afhankelijk van de permeabiliteit van het beton.

Bij **convectie**, **doorstroming** of **permeatie** worden chloride – ionen mee getransporteerd met het water dat doorheen het beton stroomt onder invloed van een drukgradiënt over het beton. De nodige voorwaarde hiervoor is dat het beton volledig verzadigd is met water, wat slechts in zeldzame gevallen voorkomt. Daarom is convectie een voor de praktijk minder belangrijk mechanisme. [33] onderzocht de invloed van de (hydrostatische) druk op de penetratiediepte van chloriden in beton. Men zou kunnen verwachten dat in een betonnen constructie op een diepte van 100 m onder de zeespiegel chloriden dieper zijn ingedrongen dan op 5 m diepte onder invloed van de hogere hydrostatische druk. [33] concludeerde echter dat dit enkel geldt voor kleinere proefstukken. Aangezien de constructies in de praktijk steeds grote constructies zijn, mag men niet onderstellen dat de hydrostatische waterdruk een invloed heeft op de penetratiediepte van chloriden in beton.

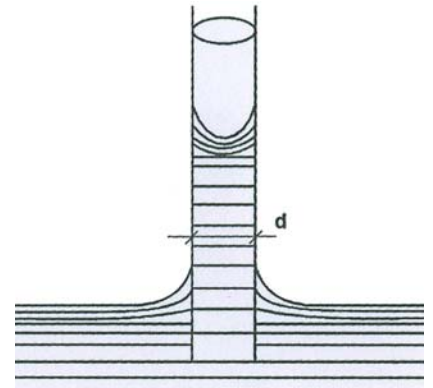


Figuur 2.1: Wick – action [41]

Bij dit mechanisme dient ook “**wick action**” of **wicking** te worden vermeld, voorgesteld in Figuur 2.1. Het is een complex fenomeen waarbij in een eerste fase het water door diffusie, absorptie en/of doorstroming van de natte zijde naar de droge zijde migreert. Het water verdampt echter op zekere afstand van deze droge zijde, waarna de gevormde waterdamp verder diffundeert. De chloride – ionen die met het

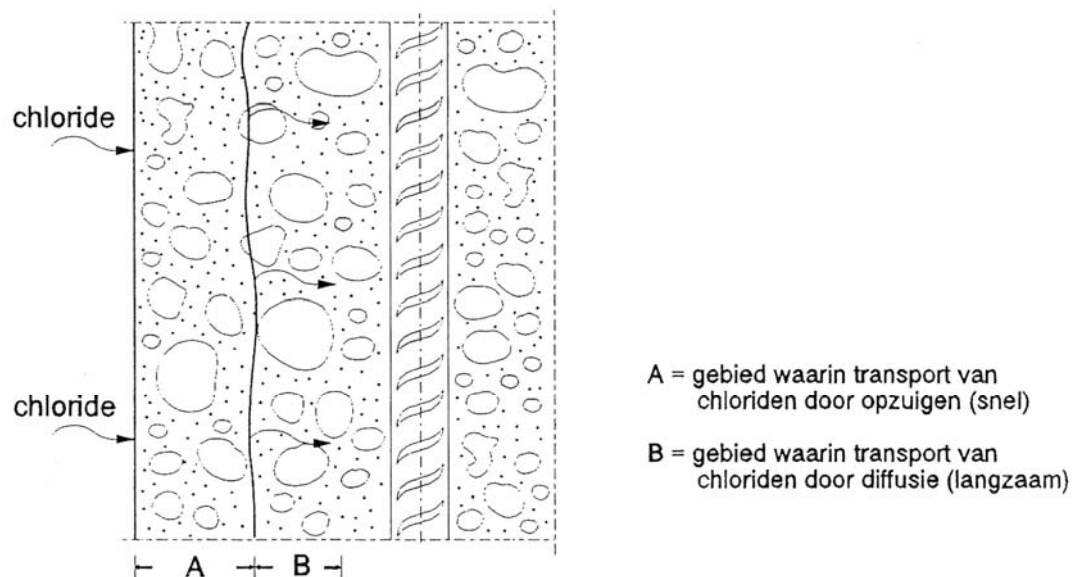
water richting droge zijde migreerden, kunnen echter niet verdampen en blijven achter op de plaats waar de verdamping van het water optreedt, aangeduid door de meniscus op Figuur 2.1. Daar accumuleren de chloride – ionen zich, waardoor een concentratiegradiënt en diffusie in de omgekeerde richting ontstaat: “back-diffusion” [9, 41]. Indien deze concentratie groter is dan de oplosbaarheid van het chloride mengsel kunnen de chloriden neerslaan.

Naast deze transportprocessen bestaan er nog andere mechanismen, zoals capillariteit. **Capillaire opzuiging** speelt een belangrijke rol in de opname van chloriden door het beton dat onverzadigd is. Door absorptie wordt een meniscus tegen de wand opgetrokken. De poriën zijn zo klein dat de krommingen aan de randen van de poriën naar elkaar toe krommen en in elkaar overgaan tot een holle meniscus zoals in Figuur 2.2. De resulterende kracht zuigt de chloridehoudende oplossing uit de omgeving van het beton in de poriën, waardoor de concentratie aan chloride - ionen zeer snel en zeer hoog kan oplopen, veel sneller dan het geval is bij zuivere diffusie in verzadigd beton. De stijghoogte daalt met groter wordende poriën en een grotere stromingsweerstand.



Figuur 2.2: capillaire opzuiging

Aangezien capillaire opzuiging optreedt in onverzadigd en diffusie in verzadigd beton worden chloriden in de oppervlaktezone van het beton opgenomen door capillaire opzuiging, waarna de chloride – ionen verder naar het inwendige van het beton diffunderen. Dit wordt weergegeven op Figuur 2.3.



Figuur 2.3: diffusie en capillaire opzuiging van chloriden in het beton [10]

Een combinatie van diffusie en capillaire opzuiging treedt eveneens op in mariene constructies. Het deel van de constructie dat steeds is ondergedompeld, is door de met

zeewater verzadigde poriën onderhevig aan diffusie. Eventueel kan ook convectorie optreden onder de hydrostatische druk. In dit deel van de constructie verloopt het transport van chloriden zeer traag en is de aanvoer van zuurstof beperkt door de kleine zuurstofhuishouding in water ten opzichte van deze in lucht. In de spat- en getijdezone is de constructie afwisselend onderhevig aan natte en droge omstandigheden. Dit zijn de meest nadelige omstandigheden voor corrosie. In de natte periode wordt vocht aangevoerd, in de droge periode is dat zuurstof en wordt het beton vanaf het oppervlak geleidelijk uitgedroogd. In het daaropvolgende benattingsproces zal in het onverzadigde deel van het beton capillaire opzuiging optreden, wat chloriden veel sneller in het beton doet dringen dan bij diffusie. Het opzuigingsgebied is het deel van het beton dat onderhevig is aan een variërend vochtgehalte en is groter naarmate de uitdrogingsfase langer duurt en het droogfront verder in het beton is gedrongen. De duur van de uitdrogingsfase heeft daarom een grote invloed op de duur tot de initiatie van corrosie en dus op de levensduur van de constructie. Buiten het opzuigingsgebied diffunderen de chloride – ionen verder.

Een speciale vorm van opzuigen van eventueel gecontamineerd water is de aanzuiging ten gevolge van de vorming van poriën door **inwendige (of chemische of autogene) krimp**. Dit werd bestudeerd door Volkwein [42]. De mogelijke penetratiedieptes met dit transportmechanisme werden bepaald door Volkwein, zowel in geval van herverdeling van het mengwater en in het geval zonder herverdeling.

Vaak wordt ondersteld dat het waterfront in ongescheurd beton evenwijdig met de blootgestelde zijde varieert. De snelheid waarmee dit front zich in deze benadering voorbeweegt is echter een gemiddelde snelheid. In werkelijkheid treedt dispersie op, omdat de ene ionen zich sneller voortbewegen dan de andere. Ook lokale inhomogeniteiten in het beton kunnen deze dispersie mede veroorzaken.

2.1.2 Mathematische beschrijving

2.1.2.1 Algemeen

In de oppervlaktezone domineert de opname van chloriden door capillaire opzuiging. De totale hoeveelheid opgezogen vloeistof wordt uitgedrukt in functie van de tijd door:

$$i = S \cdot \sqrt{t} \quad (2.1)$$

met S de sorptiviteit of waterabsorptiecoëfficiënt. Deze constante is een maat voor het capillair gedrag. Voor beton is deze eerder laag: $0,018 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}}$. Een andere, volgens experimenten beter passende functie is:

$$i = A + S \cdot \sqrt{t} \quad (2.2)$$

zodat er op tijdstip 0 al een zekere hoeveelheid oplossing opgezogen is.

Buiten de oppervlaktezone zijn er volgens [39] drie belangrijke transportmechanismen, die samen kunnen optreden, zodat

Flux = zuivere diffusie + elektrische migratie + convectorie

Of in symbolen:

$$-J = D_i \cdot \frac{\partial c_i}{\partial x} + \frac{z_i \cdot F}{R \cdot T} D_i \cdot c_i \cdot \frac{\partial E(x)}{\partial x} + c_i v_i(x) \quad (2.3)$$

Dit staat ook bekend als de Nernst – Planck vergelijking, met

J_i	[kg/(m ² .s)]	de flux van ion i
D_i	[m/s ²]	de diffusiecoëfficiënt van ion i
$c_i(x)$	[kg/m ³]	de concentratie aan ionen i in functie van de diepte x
z_i	[-]	de valentie van het ion, voor chloride – ionen: $z = -1$
F	[J/(V.mol)]	constante van Faraday: $9,47 \times 10^4 \text{ J/(V.mol)}$
R	[J/(K.mol)]	de universele gasconstante: $8,314 \text{ J/(K.mol)}$
T	[K]	de temperatuur
$E(x)$	[V/m]	de gebruikte elektrische potentiaal in functie van de diepte
$v_i(x)$	[m/s]	de convectiesnelheid van i

2.1.2.2 Zuivere diffusie

In geval diffusie het enige transportmechanisme is, spreekt men van zuivere diffusie. In het inwendige van het beton komt dit frequent voor. Zoals vermeld komt convectie immers niet veel voor, net zoals elektrische migratie. Dit laatste mechanisme wordt enkel gebruikt in proefomstandigheden om de duur van de proeven in te korten. Zuivere diffusie wordt dan omschreven door:

$$J = -D \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.4)$$

Dit staat bekend als de eerste wet van Fick. Deze wet geldt enkel voor steady – state condities. Om rekening te houden met de niet – stationariteit van het probleem wordt de eerste wet van Fick gecombineerd met de wet van het massabehoud:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = - \frac{\partial J}{\partial x} \quad (2.5)$$

Zo bekomt men de tweede wet van Fick:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (2.6)$$

of indien de diffusiecoëfficiënt onafhankelijk is van de afstand tot het oppervlak, x:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.7)$$

Bij de toepassing van deze wet dienen enkele opmerkingen te worden gemaakt [31]. Diffusie van negatieve ionen dient in principe gepaard te gaan met diffusie van positieve ionen in de tegengestelde richting, die een elektrisch veld opwekt dat de diffusie van chloride – ionen afremt. Hiermee wordt echter geen rekening gehouden omdat de modellering te complex zou worden. Een tweede opmerking bij deze wet betreft de gebonden ionen. Deze ionen diffunderen niet meer doorheen het beton. In de wetten van Fick worden ze daarom

verwaarloosd en worden deze wetten geschreven in functie van de vrije chloriden. Dit is niet volledig correct omdat de gebonden ionen eveneens ooit doorheen het beton zijn gediffundeerd tot op de plaats waar ze uiteindelijk werden gebonden. Omtrent de waarde van de verschillende diffusiecoëfficiënten wordt in 2.6 dieper ingegaan.

Verscheidene onderzoekers passen de tweede wet van Fick toe om het indringprofiel voor chloriden te bepalen in een niet – stationair regime. Onder de voorwaarden

- constante diffusiecoëfficiënt
- constante oppervlakteconcentratie
- uniaxiale indringing
- half – oneindig medium

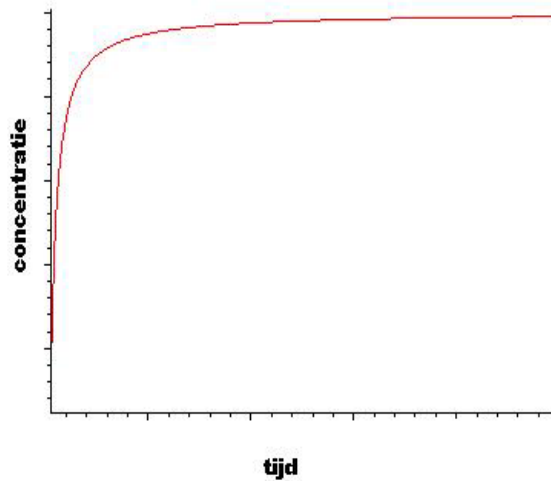
kan deze wet worden opgelost, mits inachtnaam van de volgende randvoorwaarden:

- 1) $c = 0$ voor $x > 0$ en $t = 0$: de initiële concentratie in het beton is gelijk aan 0
- 2) $c = c_s$ voor $x = 0$, $t > 0$: de oppervlakteconcentratie is steeds gelijk aan c_s

Met deze randvoorwaarden luidt de oplossing van de tweede wet van Fick:

$$c(x,t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (2.8)$$

Dit stelt het verloop van de chlorideconcentratie voor in functie van plaats en tijd en wordt voorgesteld in Figuur 2.4. Er wordt verwacht dat de chlorideconcentratie streeft naar een maximumwaarde, namelijk de concentratie van de chloriden in de externe oplossing, of de oppervlakteconcentratie, die hier constant wordt ondersteld. Figuur 2.4 toont dat de uitdrukking (2.8) inderdaad aan deze voorwaarde voldoet.



Figuur 2.4: voorstelling van (2.8)

2.1.2.3 Elektromigratie

In geval chloride – ionen enkel via elektrische migratie doorheen het beton worden getransporteerd, zoals in vele korte duur proefopstellingen waarin de tijdsspanne voor diffusie te kort is om chloride – ionen in het beton te laten dringen, herleidt de formule zich tot

$$J = \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.9)$$

waaruit de diffusiecoëfficiënt kan worden bepaald in geval een steady state toestand wordt ondersteld.

2.1.2.4 Diffusie + elektromigratie

Indien er zowel een chemische als een elektrische potentiaal aanwezig is, zoals in proefmethodes die gebruik maken van een elektrisch veld om het penetratieproces te versnellen en de proefduur voldoende lang is om diffusie te laten optreden, en die beide in dezelfde richting werken, herleidt de eerste wet van Fick zich tot:

$$J = -D \cdot \left(\frac{\partial c}{\partial x} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot c \right) \quad (2.10)$$

De tweede wet van Fick wordt, met constant veronderstelde diffusiecoëfficiënt:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (2.11)$$

Met de randvoorwaarden zoals bij de zuivere diffusie, wordt de oplossing:

$$c(x,t) = \frac{c_s}{2} \cdot \left[e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (2.12)$$

$$\text{met} \quad a = \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \quad (2.13)$$

Dit is de oplossing volgens Tang. In [43] werd een aangepaste oplossing bekomen, die zowel geldt in geval er een elektrisch veld wordt gebruikt als in geval er geen elektrisch veld wordt aangelegd ($E = 0$). Deze oplossing luidt:

$$c(x,t) = \frac{c_s}{2} \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \operatorname{erfc} \left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) - e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \right\} \quad (2.14)$$

2.2 *Modellering van het indringingsproces*

Het wordt algemeen geaccepteerd dat de chloride – indringing wordt gemodelleerd als een diffusieproces, hoewel dit enkel een goede overeenstemming met de realiteit heeft als er een permanente hoge en homogene vochtigheid heerst. In de splash zone geldt dit zeker niet, zodat er geen sprake is van een zuiver diffusieproces, maar van een diffusieproces gecombineerd met convector en capillaire opzuiging [44]. Dit is één van de grootste bezwaren tegen de modellering van de chloridepenetratie als een diffusieproces. Capillaire stroming treedt op in geval van deels verzadigde poriën, zodat deze de mate waarin diffusie zal optreden, zullen beperken. De verzadigingsgraad bepaalt in die zin de indringsnelheid van chloriden. Onvolmaaktheden en (micro)scheuren aan het betonoppervlak veroorzaken een grotere porositeit in deze zone en wijzen op de heterogeniteit van het beton. Ook dit is een bezwaar tegen diffusie als hoofdtransportmechanisme, dat een homogeen milieu onderstelt. De grotere porositeit aan het betonoppervlak bevordert het indringen van water in het beton. Chloriden kunnen zo veel sneller dan bij diffusie in het beton dringen, maar ook uit het beton worden gewassen tijdens bijvoorbeeld een regenbui. De scheurwijdtes zijn een bepalende factor, maar dienen voldoende wijd te zijn om autogenous healing uit te sluiten. Verder dienen ook de temperatuursverschillen in rekening te worden gebracht: een hogere temperatuur verhoogt de indringing of versnelt de chemische processen in het algemeen. Een hogere temperatuur zorgt eveneens voor een grotere beschikbaarheid van zuurstof en voor een diepere uitdroging van het beton, waardoor het capillair gebied vergroot. In geval van bruggen ontstaat corrosie door de blootstelling aan dooizouten. Het bezwaar tegen diffusie als hoofdtransportmechanisme houdt dan in dat de blootstelling zich eigenlijk maar over een beperkte periode van het jaar voordoet. De werkelijke cumulatieve tijd waarin de constructie is blootgesteld aan dooizouten is echter niet bekend, zodat wordt verondersteld dat de de blootstelling zich over het ganse jaar uitstrekt [7].

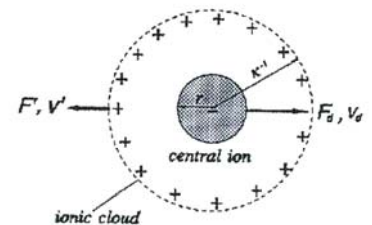
Na de uiteenzetting over de bezwaren tegen het diffusieproces als hoofdtransportmechanisme, kan volgens vele onderzoekers toch worden besloten dat diffusie het indringingsproces voldoende nauwkeurig beschrijft. Scheuren, de heterogeniteit van het beton, de cyclische aard van de blootstelling aan dooizouten, de gedeeltelijke verzadiging en de uitwassing hebben immers enkel invloed op de zone nabij het oppervlak en is capillaire opzuiging en absorptie

slechts belangrijk in geval van kleine dekkingen en op korte termijn. Dieper in het beton en op langere termijn is het hoofdtransportmechanisme diffusie.

Andere onderzoekers delen deze mening niet en stellen gemodificeerde wetten van Fick voor om het indringingsproces te beschrijven. Zo ijveren Zhang en Gjrv in [45] voor de aanpassing van de wetten van Fick om rekening te houden met de ionische interacties die optreden binnen het systeem en de chemische potentiaal doen dalen, de verlaging van de indringsnelheid, omdat anionen en kationen door hun verschillende mobiliteiten zich op een verschillende snelheid voortbewegen, en de invloed van een elektrische dubbele laag op het oppervlak van de vaste matrix. Uiteindelijk bekomen deze auteurs een gemodificeerde wet die zegt dat

$$J = -B \cdot R \cdot T \cdot \frac{\frac{dc_i}{dx} \cdot \left(1 + \frac{d \ln f_i}{d \ln c_i}\right)}{\left[6 \cdot \pi \cdot \eta \cdot \left(r + \kappa^{-1} \cdot \left(1 - \frac{v_+}{v_-}\right)\right)\right]} \cdot \kappa^2 \cdot \varphi \quad (2.15)$$

met	B	[-]	proportionaliteitsconstante
	R	[J/(K.mol)]	universele gasconstante: R = 8,314 J/(K.mol)
	T	[K]	temperatuur
	f _i	[-]	activiteitscoëfficiënt met c _i · f _i = a _i : de activiteit van i
	η	[Pa]	viscositeit van het solvent
	r	[m]	straal van het diffunderende ion
	κ ⁻¹	[m]	dikte van de ionische wolk rond een ion (Figuur 2.5)
	v ⁺	[m/s]	snelheid van de kationen in de oplossing
	v ⁻	[m/s]	snelheid van de chloride – ionen in de oplossing
	φ	[-]	porositeit



Figuur 2.5: ionische wolk rond een ion [45]

Chatterji besluit in [46] echter dat er nog geen wetenschappelijk correcte formule bestaat om het indringingsproces te beschrijven. In deze scriptie wordt daarom aangenomen dat de wetten van Fick zonder meer gelden om het indringingsproces van chloriden te beschrijven.

2.3 Binding van chloriden

De snelheid van de chloride – indringing wordt, naast factoren die de permeabiliteit van het beton bepalen zoals de porositeit en de verdeling van de poriëngroottes, in belangrijke mate bepaald door de binding van chloriden. Onderstaande paragrafen bespreken de chloridebinding, de bestaande modellen en de invloed van de binding op de chloride – indringing.

2.3.1 Vrije en gebonden chloriden

Net zoals bij de indringing van koolzuur uit de lucht het koolzuur deels wordt gebonden, wordt bij de indringing van chloriden een deel van deze chloriden gebonden aan de cementmatrix: de gebonden chloriden. Door deze binding is de concentratie van de chloriden in het poriënwater kleiner dan in de chloridehoudende oplossing rond het beton tot op het moment dat de bindingscapaciteit van het beton is bereikt. Dan worden geen chloriden meer gebonden en is de concentratie aan chloriden in het poriënwater en in de oplossing gelijk. Het andere deel van de ingedrongen chloriden blijft vrij en opgelost in het poriënwater: de vrije chloriden. De totale hoeveelheid chloriden in het beton is dus gelijk aan de som van de hoeveelheid gebonden en de hoeveelheid vrije chloriden:

$$C_{tot} = C_b + C_f \quad (2.16)$$

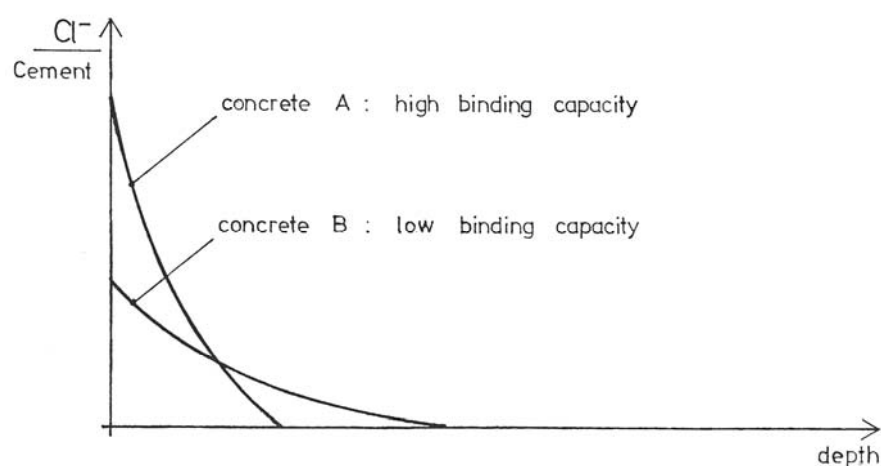
De gebonden chloriden kunnen op hun beurt op twee verschillende manieren voorkomen. De binding kan van chemische aard zijn door de binding van chloriden aan de calciumaluminaten van de cementmatrix (C_3A^2), wat resulteert in de vorming van onoplosbaar Friedels zout ($C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$) of het ijzer analogon ($3C_3A \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$). Bij hogere concentraties aan chloriden kan trichloridehydraat worden gevormd ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaCl_2 \cdot 32H_2O$). Chloriden kunnen daarnaast ook fysisch gebonden worden aan de poriënwanden door elektrostatische Van der Waalskrachten.

De binding van chloriden zorgt ervoor dat nieuwe chloriden in het beton kunnen diffunderen onder de concentratiegradiënt tussen het zeewater en het poriënwater. Dit proces herhaalt zich

² $3.CaO.Al_2O_3$

tot er een evenwicht ontstaat tussen de vrije en de gebonden chloriden. De stabiliteit van de gebonden chloriden wordt gegarandeerd door dit chemisch evenwicht. Om deze reden zal er steeds een deel van de chloriden vrij in de oplossing blijven. Hoeveel chloriden vrij blijven hangt af van het totale gehalte aan chloriden, de bindingscapaciteit van het cement en de concentratie aan chloriden aan de bron. Vanaf een bepaald chloridegehalte is de bindingscapaciteit uitgeput en resulteert elke verdere toename van het chloridegehalte in een toename van het vrije chloridegehalte.

Enkel de vrije chloriden kunnen corrosie veroorzaken, gebonden chloriden zijn niet schadelijk voor het beton ten aanzien van dit schadefenomeen. Door de binding van chloriden zijn deze immers niet in staat tot aan de wapening te penetreren en hoe groter het bindend vermogen, hoe minder diep de chloriden in het beton zullen kunnen dringen. Dit wordt weergegeven in Figuur 2.6.

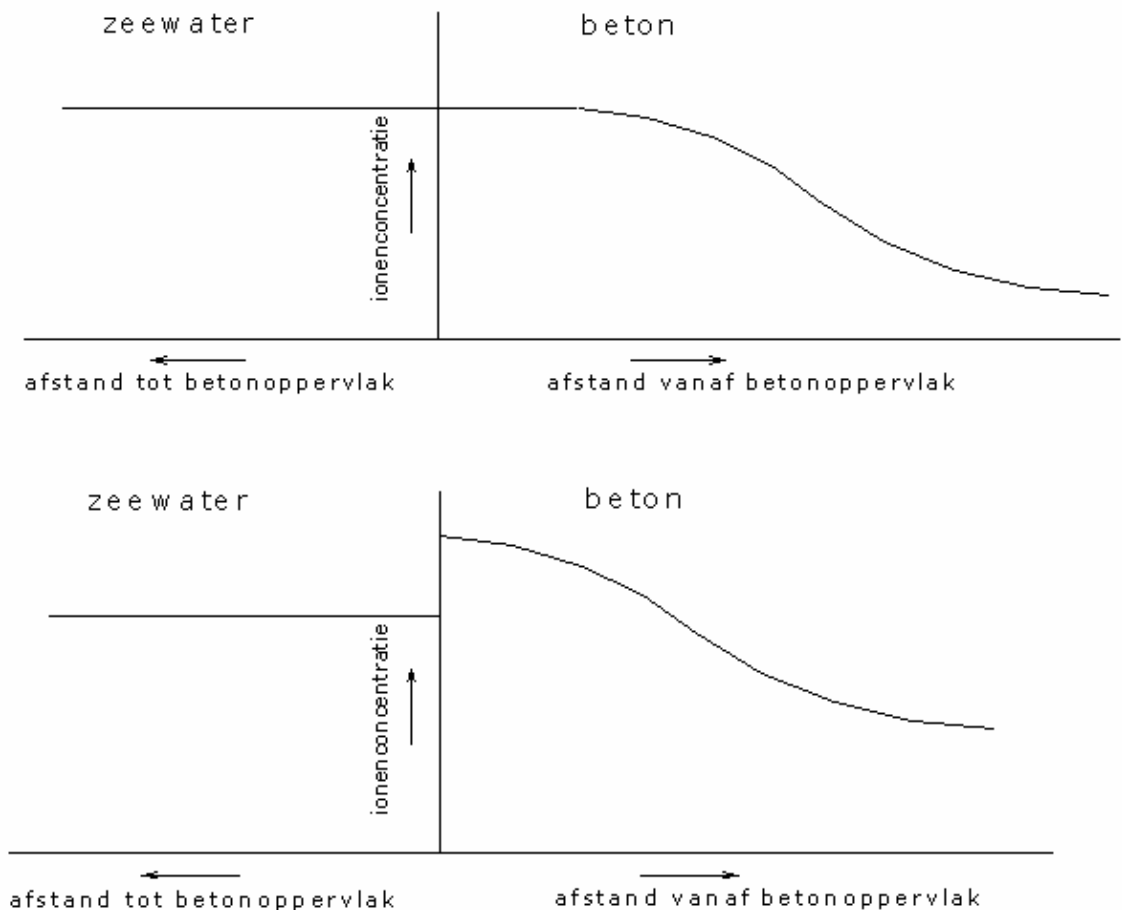


Figuur 2.6: invloed van de bindingscapaciteit op de penetratiediepte [15]

Algemeen gesteld reduceert de binding van chloriden de chloride – ionen activiteit in het poriënwater [33]. Een beton met een hoge bindingscapaciteit is daarom voordelig ten aanzien van corrosie.

Om deze redenen is het toelaatbaar chloridegehalte in aanmaakwater voor beton hoger dan in een chloridehoudende waterige oplossing waarin staal wordt geplaatst. Zo zal ook de indringsnelheid van water niet gelijk zijn aan de indringsnelheid van de in het water opgeloste zouten, aangezien de zouten fysisch en chemisch kunnen worden gebonden. Door de binding

vertoont de ionenconcentratie een verloop zoals in Figuur 2.7 op de bovenste figuur wordt geschetst. Indien het beton vooraf deels is uitgedroogd en het water met de daarin opgeloste chloriden door capillaire opzuiging in het beton worden getrokken, vertoont de chlorideconcentratie een verloop zoals op de figuur onderaan [33]. Indien de chloriden worden uitgespoeld door een regenbui of het beton volledig is uitgedroogd zonder herbenatting kan de concentratie van de chloriden in het beton lager zijn dan in het zeewater.



Figuur 2.7: verloop van de concentratie van chloriden aan en in het beton volgens [33]

In het beton vertoont de concentratie het typisch verloop zoals in de literatuur vaak wordt terug gevonden voor ingedrongen chloriden en werd voorgesteld in Figuur 1.2.

2.3.2 Invloedsfactoren van de chloridebinding

De hoeveelheden chloriden die kunnen worden gebonden, zijn afhankelijk van de aanwezigheid van andere anionen zoals sulfaten en carbonaten, het type kation, de

zuurtegraad, de aggregaten, het cementtype of het gehalte aan C_3A mineralen, de W/C – factor, de temperatuur en de nat – droog cycli [3, 31, 32, 47].

Aangezien Friedels zout wordt gevormd met het klinkermineraal C_3A , heeft de cementsoort een invloed op het chloridebindend vermogen van het beton: hoe hoger het gehalte aan C_3A mineralen in het cement, hoe hoger dit bindend vermogen. Darwin schreef daarom voor om in gevallen met risico op door chloriden geïnitieerde corrosie enkel cement te gebruiken met een minimum C_3A gehalte van 4% [31]. Een hoog gehalte aan C_3A mineralen in beton kan gerealiseerd worden door een hoger cementgehalte of een grotere betondekking. In die zin is een grotere betondekking een chemische barrière tegen de indringing van chloriden, naast een fysische barrière zoals werd aangehaald in de inleiding. Het hoger gehalte aan C_3A mineralen houdt aan de andere kant in dat de kans op schade veroorzaakt door sulfaten hoger is. Eventuele in het beton aanwezige sulfaten zullen immers eerder binden met het C_3A dan de chloriden waardoor de binding van chloriden geringer zal zijn bij toenemend gehalte aan sulfaten. De schade aan het staal door chloriden neemt in dergelijke gevallen toe, evenals de chemische schade aan het beton door sulfaten. Soms is een compromis tussen een hoog en een laag gehalte aan C_3A mineralen daarom een noodzaak. Het gebruik van hoogovencement of de toevoeging van vliegashaan gewoon portlandcement verhoogt de bindingscapaciteit door de aanwezigheid van aluminaten in hoogovenslakken en vliegashaan. Toevoeging van silica fume verlaagt de bindingscapaciteit omdat de verhouding CaO/SiO_2 (C/S) daalt. Algemeen geldt dat de bindingscapaciteit daalt met een dalende verhouding C/S.

De aggregaten in het beton mogen niet als chemisch inert worden beschouwd: Tritthart vond dat de chlorideconcentratie in het beton varieerde met het type gebruikte granulaten [47].

Het percentage gebonden chloriden is voorts groter bij $CaCl_2$, HCl en $MgCl_2$ dan bij NaCl en zeewater, zoals blijkt uit Tabel 2.1. De kationen waarmee de chloriden in de externe oplossing zijn gebonden en aan het beton worden aangeboden, speelt dus eveneens een rol in de chloridebinding. Dit is te verklaren door de invloed van het kation op de pH van een zout. Calcium bijvoorbeeld verbruikt de hydroxylionen door de vorming van calciumhydroxide en verlaagt op die manier de pH. Een lagere pH van de externe zoutoplossing betekent dan een toename van de bindingscapaciteit. Voor zeewater wordt het lager gehalte aan gebonden chloriden verklaart door de aanwezigheid van sulfaten.

Tabel 2.1: overzicht van het gehalte aan gebonden chloriden in functie van het kation[7]

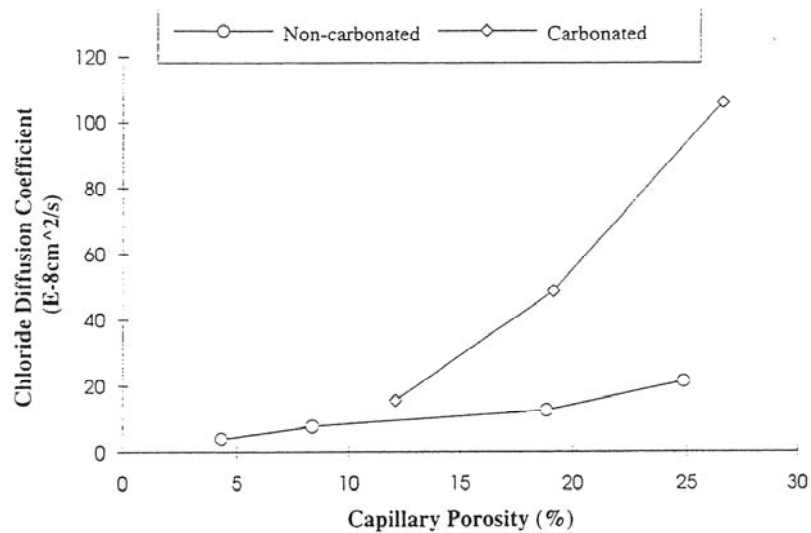
Samples submerged in salt-solution (20gram Cl/l) during 28 days				
Cl ⁻ concentration (% by mass of binder)	NaCl	Sea-water	CaCl ₂	MgCl ₂
Free	0.831	0.776	0.765	1.480
Bound	0.804	0.577	1.408	2.347
Total	1.635	1.353	2.173	3.827
Bound/total (%)	50	43	65	61

Ook de W/C – factor van het mengsel beïnvloed de chloridebinding. Uit [32] blijkt dat een toenemende verhouding W/C resulteert in een verhoogde bindingscapaciteit.

Ten slotte spelen ook de omgevingsomstandigheden een rol, zoals de temperatuur en de nat – droog cycli. Een temperatuursverhoging wijzigt het evenwicht tussen de vrije en de gebonden chloriden, zodat minder chloriden worden gebonden of meer gebonden chloriden opnieuw in oplossing gaan. Dit wordt veroorzaakt door een verminderde fysische adsorptie van de chloride – ionen en een grotere oplosbaarheid van het Friedels zout.

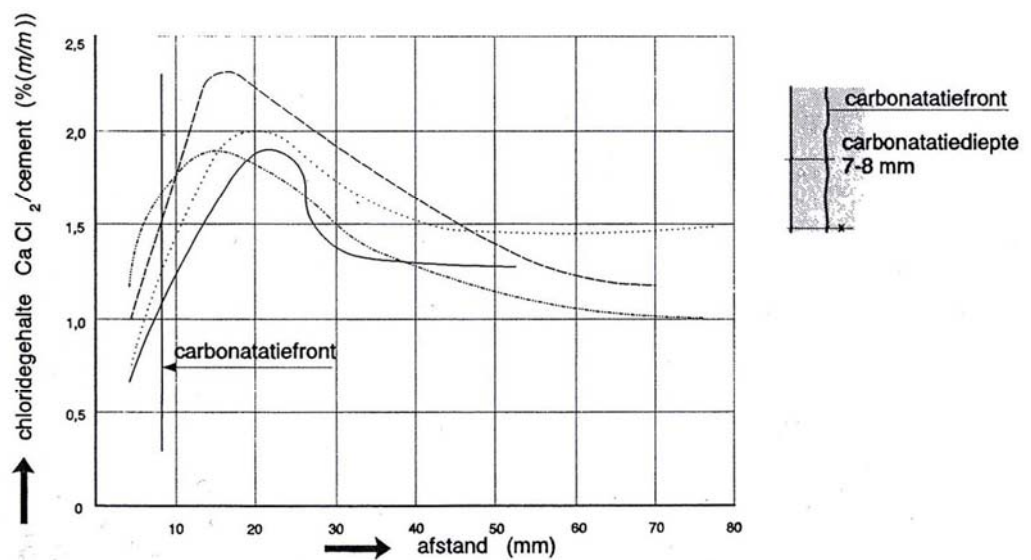
Een andere factor uit de omgevingsomstandigheden die de chloridebinding beïnvloedt, zijn de nat – droog omstandigheden in bijvoorbeeld de getijdenzone van een mariene constructie. Dergelijke cycli reduceren de chloridebinding, waarschijnlijk door beschadiging van veel plaatsen op de cementmatrix met bindingscapaciteiten tijdens het drogen [47]. Bij herbenatting duurt het zeer lang tot de bindingscapaciteiten terug op het normale niveau komen. Uit onderzoek blijkt verder dat deze cycli de chemisch gebonden chloriden niet ontbinden, aangezien de concentratie aan aluminium – ionen niet steeg.

Carbonatatie heeft een invloed op het evenwicht tussen de gebonden en de vrije chloriden en de poriënstructuur aangezien het gebonden chloriden opnieuw vrijmaakt. Daardoor verhoogt de concentratie van de chloriden in het poriënwater, waardoor corrosie bij een lagere absolute chlorideconcentratie wordt geïnitieerd. Figuur 2.8 toont de invloed van carbonatatie experimenteel aan. De chloride diffusiecoëfficiënt wordt gebruikt als parameter voor de betonkwaliteit, of de weerstand tegen chloride – indringing (zie verder).



Figuur 2.8: invloed van carbonatie op de chloride - indringing [48]

De verhoging van de chlorideconcentratie situeert zich voornamelijk achter het carbonatiefront, omdat de chloride – ionen onder de concentratiegradiënt en door de vochtbewegingen dieper in het beton zijn gedrongen. Dit werd vastgesteld in de onderzoeken verricht door Tuutti die grafieken als in Figuur 2.9 bekwam.



Figuur 2.9: invloed van carbonatie op de chloride - indringing volgens Tuutti [22]

Om rekening te houden met carbonatie wordt in [31] en [32] voorgesteld om de concentratie van de gebonden en de vrije chloriden respectievelijk te berekenen als:

$$C'_b = C_b \cdot (1 - \beta_c) \quad (2.17a)$$

$$C'_f = C_f + \beta_c \cdot C_b \quad (2.17b)$$

met β_c de graad van carbonatatie die kan worden uitgedrukt in functie van de relatieve vochtigheid in het beton en de omgevingsconcentratie van CO_2

$$0,06\% \text{ CO}_2 \quad \beta_c = 0,1 \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{RV}{100}\right) \quad (2.18a)$$

$$0,10\% \text{ CO}_2 \quad \beta_c = 0,3 \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{RV}{100}\right) \quad (2.18b)$$

2.3.3 Meting van het vrije, gebonden en totaal chloridegehalte

De opmeting van het vrij, gebonden en/of totaal chloridegehalte is geen eenvoudige opgave. In de literatuur werden een aantal methoden teruggevonden, die hieronder worden uiteengezet.

2.3.3.1 Meting van het vrij chloridegehalte

Een eerste methode om het vrij chloridegehalte te bepalen is aan de hand van directe potentiometrie. Uitgaande van de evenwichtspotential van een ion selectieve elektrode in een oplossing ten opzichte van een referentie – elektrode, wordt het vrij chloridegehalte bepaald uit de wet van Nernst. Het nadeel van een dergelijke methode is dat het resultaat afhankelijk is van de ionaire samenstelling van de poriënvloeistof en daarom minder nauwkeurig is. Er bestaan verschillende mogelijkheden om de poriënvloeistof vrij te maken.

Zo is het mogelijk om de poriënoplossing destructief vrij te maken. Een kleine hoeveelheid beton, M_{pe} , wordt fijn gemalen, waarna het poeder gedurende drie minuten in gedestilleerd water wordt bewaard en magnetisch wordt geroerd. De vrije chloriden worden hieruit geëxtraheerd en de oplossing wordt gefilterd. Een geconcentreerde salpeterzuuroplossing wordt aan de oplossing toegevoegd om het zuur te maken en de opgeloste chloriden te stabiliseren. Ten slotte wordt de gefilterde oplossing met water aangelengd tot een volume V_f . Na deze voorbereidingen wordt een hoeveelheid V_p van de oplossing in een maatbeker gedaan en wordt hieraan zilvernitraat met een gekende concentratie c_{AgNO_3} stapsgewijs toegevoegd tot

de oplossing rood kleurt. Het op dat moment toegevoegde volume aan zilvernitraat is V_e . Het vrij chloridegehalte wordt dan bepaald met

$$c_f = 100 \cdot 35,5 \cdot c_{AgNO_3} \cdot V_e \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{M_{pe}} \cdot \frac{V_f}{V_p} \quad (2.19)$$

Deze methode staat ook bekend als de methode van Volhard [9]. Na filtratie wordt de overmaat zilvernitraat met ammoniumthiocyanaat (NH_4SCN) teruggetitreerd [49].

Naast deze destructieve methode kan de poriënoplossing uit het beton worden gedrukt met extern aangelegde drukken van bijvoorbeeld 300 MPa gedurende tien minuten in een daarvoor voorziene proefbuis, waarna uit deze uitgedrukte oplossing het vrij chloridegehalte wordt bepaald. Het nadeel aan deze methode is dat de zwak, fysisch gebonden chloriden eveneens mee uitgedrukt worden en aldus een overschatting leveren van het gehalte aan vrije chloriden [50].

Daarom is het beter het vrij chloridegehalte te bepalen door het proefstuk in een chloridehoudende oplossing onder te dompelen en te wachten tot een evenwicht tussen de poriënoplossing en een externe oplossing met gekende chlorideconcentratie c_0 zich heeft ingesteld. Dan is

$$c_f = c_0 \quad (2.20)$$

en is de totale chlorideconcentratie in het beton gelijk aan de concentratie aan chloriden die is verdwenen uit de externe oplossing. De lange wachttijd tot dit evenwicht zich heeft ingesteld, is nadelig. Dit kan eventueel worden opgelost door elektrochemische versnelling of een ultrasone behandeling, maar deze technieken zijn nog niet in die mate gevorderd dat de hiermee bepaalde vrije chloridenconcentratie de reële concentratie voldoende nauwkeurig benadert [50].

Omdat het moeilijk is om visueel vast te stellen wanneer de kleuromslag bij de methode van Volhard zich precies voordoet, kan een nauwkeuriger resultaat worden bekomen door het vrij chloridegehalte te bepalen via een potentiometrische titratie met de methode van Gran [9]. De

potentiaal van de ionen selectieve elektrode wordt in dit geval uitgezet in functie van het titrans AgNO_3 . Er geldt

$$E = E' + S \cdot \log(c_{\text{Ag}^+}) \quad (2.21)$$

met c_{Ag^+} het gehalte aan toegevoegde zilverionen

S de helling van de curve

Bij het inflectiepunt van de curve geldt

$$E = E' + S \cdot \log\left(\frac{V_{\text{titrans}} \cdot C_{\text{titrans}} - V_{\text{testoplossing}} \cdot C_{\text{chloride}}}{V_{\text{titrans}} + V_{\text{testoplossing}}}\right) \quad (2.22)$$

waaruit de chlorideconcentratie C_{chloride} volgt.

Collepari ontwierp een snelle, colorimetrische methode om de aanwezigheid van vrije chloriden te bepalen [51]. Door het verstuiwen van zilvernitraat ($0,1 \text{ M AgNO}_3$) zal er in aanwezigheid van vrije chloriden AgCl worden gevormd. Bij toevoeging van 1 g/l fluoresceïne in een oplossing van 70% ethylalcohol in water zal zilverchloride roos kleuren.

Elsener *et al.* rapporteerden over een nieuwe, niet – destructieve methode om het vrij chloridgehalte te bepalen [9, 52]. Hierbij worden chloridegevoelige sensoren op basis van AgCl , voorgesteld in Figuur 2.10, op verschillende dieptes ingebed, samen met een stabiele referentie – elektrode. De potentiaal van de AgCl elektrode ten opzichte van de referentie – elektrode is een maat voor het vrij chloridegehalte, aangezien met de formule van Nernst geldt

$$E(\text{AgCl}/\text{Cl}^-) = E_0 + 0,059 \cdot \log(\text{Cl}^-) \quad (2.23)$$

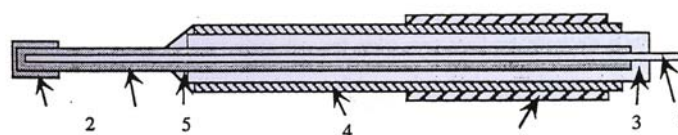


Figure 1: Chloride sensitive sensor element (total length ca. 12 cm)
1 Silver wire, 2 AgCl coating, 3 Teflon tube (isolation),
4 stainless steel tube, 5 epoxy sealing

Figuur 2.10: elektrode ter bepaling van het vrij chloridegehalte volgens Elsener [52]

2.3.3.2 Meting van het totaal chloridegehalte

Een groot onderscheid dient te worden gemaakt tussen de in zuur oplosbare en de in water oplosbare chloriden. In water oplosbare chloriden geven een indicatie over het gehalte aan vrije chloriden, of chloriden die gevaarlijk zijn ten aanzien van corrosie, terwijl zuur eveneens de gebonden chloriden oplost.

Het totaal chloridegehalte kan worden bepaald zoals de bepaling van het vrij chloridegehalte met de methode van Volhard, zonder het poeder eerst drie minuten in gedestilleerd water te brengen [9]. Het nadeel bij deze proef is een lichte onderschatting van de totale chlorideconcentratie door fouten eigen aan de methode [50].

Een nauwkeuriger methode is daarom bijvoorbeeld een X – stralen fluorescentie methode (XRF) [9]. De proefstukken worden met röntgenstralen bestraald om de samenstelling te achterhalen.

2.3.3.3 Meting van het gebonden chloridegehalte

Door het vrij chloridegehalte, bepaald zoals in 2.3.3.1 werd beschreven, van het totaal chloridegehalte, bepaald zoals in 2.3.3.2, af te trekken, kan het gebonden chloridegehalte worden berekend.

Een andere methode om dit gehalte te meten is aan de hand van een kwantitatieve X – stralen diffractie analyse (QXDA), waarin de hoeveelheid gevormde Friedels zout wordt gemeten.

2.3.4 Modelling van de chloridebinding

In de literatuur vindt men diverse modellen terug die de binding van chloriden trachten te voorspellen. De **Langmuir** adsorptie – isotherm stelt het verband op tussen het gebonden en het vrij chloridegehalte, uitgaande van de veronderstelling dat alle gebonden chloride – ionen geadsorbeerd worden:

$$C_b = \alpha \cdot \frac{C_f}{1 + \beta \cdot C_f} \quad (2.24)$$

met α en β constanten die afhankelijk zijn van het cementtype. Deze constanten werden door verschillende onderzoekers experimenteel bepaald. Een kort overzicht wordt gegeven in [31]. De **Freundlich** adsorptie – isotherm stelt een ander verband voor tussen het gebonden en het vrij chloridegehalte:

$$C_b = k \cdot C_f^n \quad (2.25)$$

k en n zijn hier empirische constanten die bepaald werden door verschillende onderzoekers. In tegenstelling tot de Langmuir adsorptie isotherm zijn deze factoren niet afhankelijk van het cementtype en hebben ze geen fysische betekenis. De Freundlich adsorptie – isotherm wordt vooral gebruikt voor hogere waarden van de vrije chlorideconcentratie C_f , voor lagere waarden blijkt de Langmuir adsorptie – isotherm beter met de werkelijkheid overeen te stemmen.

Een speciale vorm van dit verband wordt voorgesteld door Saetta *et al.*, waarin de concentraties van de gebonden en vrije chloriden worden uitgedrukt in kg/m^3 beton:

$$c_b = 0,7 \cdot c_f \quad (2.26)$$

Bigas stelde in [53] een niet – lineair verband voor op basis van de Freundlich adsorptie isotherm, uitgaande van de echte microstructuur van beton in gebruik in plaats van gebroken proefstukken:

$$c_b = 1,34 \times 10^{-3} \cdot c_t^{-0,38} \quad (2.27)$$

Merk op dat dit verband het gebonden chloridegehalte linkt aan het totaal chloridegehalte, in tegenstelling tot de Langmuir en de Freundlich adsorptie isotherm, die de concentratie van gebonden chloriden beschrijven in functie van het vrij chloridegehalte. (2.27) werd opgesteld op basis van diffusieproeven in stationair regime op mortelsamenstellingen gebaseerd op portlandcement en met verschillende chlorideconcentraties in de oplossing (1 g/l tot 169,6 g/l).

Uit meetresultaten van Page *et al.* met betrekking tot de vrije en totale chloridegehalten in cementpasta's en beton met $W/C = 0,5$ kon een ander verband tussen het gebonden en het totaal gehalte aan chloriden worden afgeleid [54]:

$$c_b = c_{tot} - c_f \cdot V_p \quad (2.28a)$$

uitgedrukt in $\text{mg}_{\text{CL}}/\text{g}_{\text{cement}}$, of

$$c_b = \frac{c_{tot} - c_f \cdot V_p}{(1 + W_0^n) \cdot \alpha} \quad (2.28b)$$

uitgedrukt in $\text{mg}_{\text{CL}}/\text{g}_{\text{gel}}$, met

c_b	$[\text{mg}_{\text{CL}}/\text{g}_{\text{gel}}]$	gehalte aan gebonden chloriden
c_{tot}	$[\text{mg}_{\text{CL}}/\text{g}_{\text{cement}}]$	totaal gehalte aan chloriden
c_f	$[\text{mmol}/\text{ml}]$	gehalte aan vrije chloriden
V_p	$[\text{ml}/\text{g}_{\text{cement}}]$	gehalte aan poriënoplossing
		$V_p = 0,35 \text{ ml}/\text{g}_{\text{cement}}$ (pasta's van portlandcement)
W_0^n	$[\text{kg}_{\text{water}}/\text{kg}_{\text{cement}}]$	niet – verdampbaar water bij volledig gehydrateerd cement
		$W_0^n = 0,25 \text{ kg}_{\text{water}}/\text{kg}_{\text{cement}}$

Voorgaande modellen zijn onafhankelijk van de tijd. De binding van chloriden is een relatief snel proces, zodat men in deze modellen aanneemt dat bovenstaande verbanden zich ogenblikkelijk instellen. Om rekening te houden met de tijd, wordt een tijdsafhankelijke adsorptievergelijking voorgesteld door Wee:

$$C_b = \alpha \cdot C_f^\beta \cdot \exp\left(\frac{-\gamma}{t^*}\right) \quad (2.29)$$

met α , β en γ constanten die werden verkregen door lineaire regressie toegepast op experimentele resultaten. Enkele resultaten worden in functie van de W/C – factor en voor cementpasta, mortel en beton in Tabel 2.2 weergegeven.

Tabel 2.2: waarden voor α , β en γ [31]

Materiaal	W/C	α	β	γ
Cementpasta	0,4	2,388	0,95	0,5
	0,5	2,2379	0,9411	0,5556
	0,6	2,23	0,935	0,6179
Mortel	0,4	2,6033	0,8335	1,24
	0,5	2,1961	0,8303	1,2422
Beton	0,4	2,1272	0,823	1,244
	0,5	1,9797	0,82	1,2453
	0,6	1,866	0,8177	1,2464

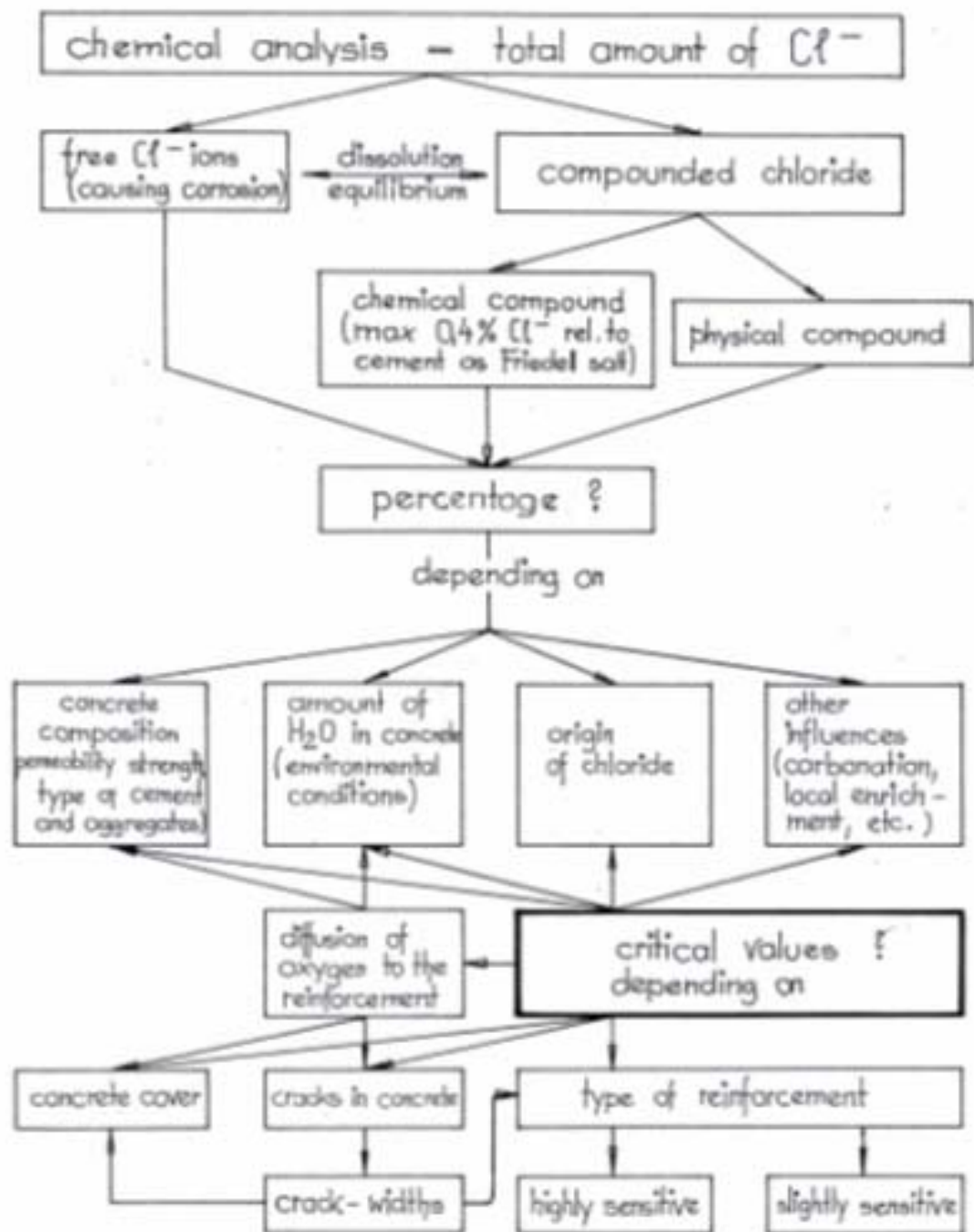
De blootstellingsduur wordt aangeduid met een * om aan te tonen dat de duur in dit geval uitgedrukt wordt in weken en niet in seconden.

Dit verband kan worden gelineariseerd tot:

$$\ln(C_b) = \ln(\alpha) + \beta \cdot \ln(C_f) + (-\gamma) \cdot \frac{1}{t^*} \quad (2.30)$$

In het werk van Audenaert [31] wordt een uitgebreid overzicht gegeven van de in de literatuur gangbare bindingsmodellen. Voor andere modellen wordt verwezen naar dit werk.

Een samenvatting omtrent de binding van chloriden wordt gegeven in onderstaand schema.



Figuur 2.11: samenvatting van de factoren die de binding van chloriden beïnvloeden [4]

2.4 *Kritisch chloridegehalte*

Zoals bij elke verontreiniging geldt dat chloriden niet in zodanige hoeveelheden aanwezig mogen zijn dat ze schade zouden kunnen aanrichten aan het beton of aan de wapening. Kleine hoeveelheden zijn niet schadelijk voor het beton en worden toegelaten. Een volledig chloridenvrij beton bestaat toch niet. Vanaf een bepaalde hoeveelheid echter wordt de beschermende huid rond het staal afgebroken, waardoor het staal corrodeert en er binnen de levensduur van de constructie schade optreedt aan het beton, wat reparatie noodzakelijk maakt. Men spreekt van een kritisch chloridegehalte. Volgens [55] kan dit gehalte door drie mechanismen worden overschreden:

- blootstelling aan strenge milieucondities
- beton dat reeds chloriden bevat sinds de menging (ingemengde chloriden)
- combinatie van beide voorgaande mechanismen

Op basis van dit kritisch chloridegehalte wordt een gehalte aan chloriden vastgelegd dat niet mag worden overschreden om corrosie te verhinderen: het toelaatbaar chloridegehalte.

2.4.1 Het kritisch chloridegehalte

2.4.1.1 *Definitie en invloedsfactoren*

In het verleden werden reeds pogingen ondernomen om het kritisch chloridegehalte cijfermatig vast te leggen. Verscheidene onderzoekers stellen echter vast dat er geen sprake kan zijn van één universeel geldend, kritisch chloridegehalte omdat het chloridegehalte in het beton slechts één van de factoren is die de initiatie van corrosie bepalen [7, 22, 56, 57]. Verder is dit logisch aangezien chloriden in voorgespannen beton meer schade kunnen aanrichten dan in ongewapend beton, waardoor het kritisch gehalte in voorgespannen beton kleiner zal zijn dan in ongewapend beton. Naast het gebruiksdomein is het kritisch chloridegehalte ook afhankelijk van de definitie van de drempelwaarde. Zo maakt Fidjestøl in [58] gewag van verschillende definities, die in de CUR rapporten worden geformuleerd als:

- a) het chloridegehalte op de diepte van het staal, dat corrosie initieert onafhankelijk van elke beschadiging aan de structuur
- b) het chloridegehalte op de diepte van het staal, dat resulteert in de ontwikkeling van schade ten gevolge van corrosie, zoals scheuren en spalling
- c) het chloridegehalte op de diepte van het staal, dat gedurende de bedoelde levensduur van de structuur resulteert in corrosie, die in die mate spalling en scheuren veroorzaakt dat herstelling noodzakelijk is

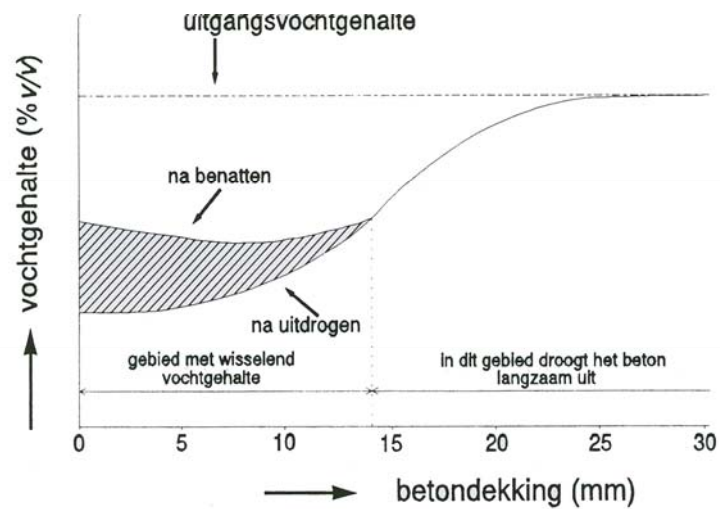
Een volgend element dat de waarde van het kritisch chloridegehalte kan beïnvloeden, is het cementtype. De algemene perceptie luidt dat het kritisch gehalte hoger is voor hoogovencementbeton of portlandcementbeton waaraan vliegassen werden toegevoegd, omdat deze meer neiging vertonen de chloriden te binden en deze dus onschadelijk te maken ten aanzien van corrosie. Algemeen gesteld laat een grotere bindingscapaciteit van het cement een hoger chloridegehalte toe, hoewel de afhankelijkheid van de binding beperkt is omdat zwak gebonden chloriden kunnen vrijkomen en een actieve rol spelen in het corrosieproces.

Een derde invloedsfactor is de wijze van aanbrengen van de chloriden. In geval de chloriden bij de aanmaak werden ingemengd, zijn ze homogeen verdeeld in het beton waardoor de chloriden steeds tot bij de wapening kunnen geraken en het kritisch gehalte kleiner zal zijn dan in geval van ingedrongen chloriden, dat wordt gekenmerkt door een niet – uniforme distributie zoals in Figuur 1.2.

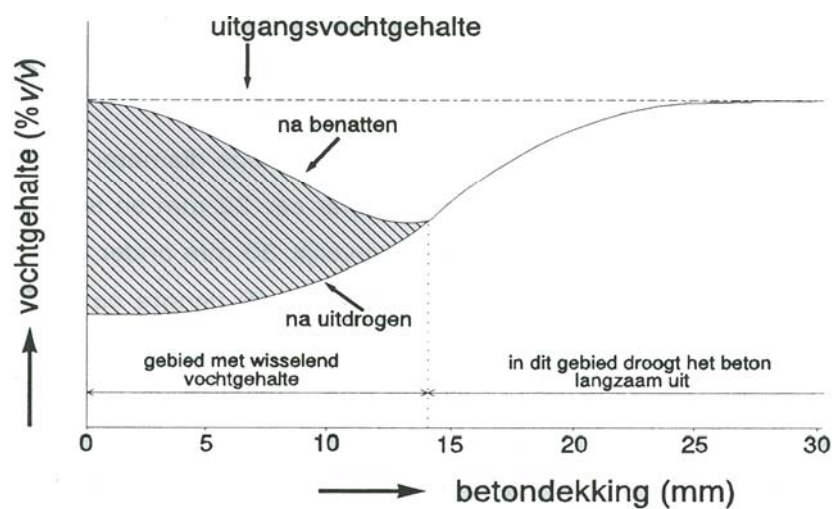
Ook het staal – beton scheidingsvlak heeft een belangrijke invloed op het kritisch chloridegehalte. Het is een cementrijke laag met een belangrijke hoeveelheid neergeslagen Ca(OH)_2 . Indien deze laag een goede kwaliteit bezit, heeft het een dichte structuur, waardoor de mobiliteit van de ionen wordt beperkt en een groter gehalte aan chloriden wordt toegelaten. Door de nabijheid van deze laag bij de wapening, wordt deze factor door Glass en Buenfeld [57] aanzien als de meest invloedrijke.

Een laatste factor is de ligging van de wapening in functie van de omgevingsomstandigheden. Deze ligging bepaalt of de wapening voorbij het carbonatatiefront en/of het gebied onderhevig aan vochtwisselingen ligt of niet. Deze vochtwisselingen in beton ontstaan bijvoorbeeld door de nat – droog omstandigheden van de omgeving. Het tijdens het benattingsproces opnieuw aangevuld vochtgehalte in het beton, is afhankelijk van de blootstelling van de constructie. In geval van beschutte constructies is het opnieuw aangevuld vochtgehalte kleiner dan het uitgangsvochtgehalte, in onbeschutte constructies is dit niet het

geval. Dit blijkt uit Figuur 2.12 en Figuur 2.13, die respectievelijk de vochtwisselingen in geval van een beschutte constructie en een onbeschutte constructie weergeven.



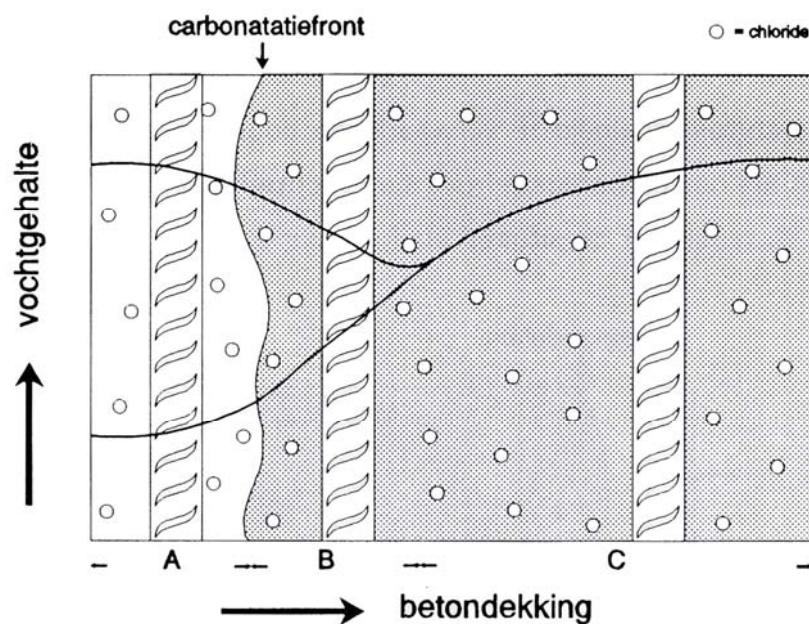
Figuur 2.12: vochtwisselingen in geval van een beschutte constructie [22]



Figuur 2.13: vochtwisselingen in geval van een onbeschutte constructie [22]

De vochtwisselingen rond het staal zorgen ervoor dat zowel zuurstof als water tot bij de wapening geraakt en daarmee de omgeving van het staal voorzien van de essentiële factoren voor de initiatie van corrosie. De grootte van het gebied met variërende vochtgehalten is op zijn beurt afhankelijk van de omgevingscondities en de permeabiliteit van het beton. Een hogere temperatuur droogt het beton dieper uit en zorgt eveneens voor ontbinding van een deel van de gebonden chloriden. Bijgevolg daalt het kritisch chloridegehalte bij een

toenemende temperatuur. Carbonatatie reduceert de concentratie aan hydroxylionen dat zorgt voor de beschermende omgeving rond het wapeningsstaal. Door deze reductie daalt de pH in het beton, waardoor de gebonden chloriden uit het Friedels zout opnieuw vrijkomen. Uiteindelijk worden er 3 gebieden onderscheiden, voorgesteld in Figuur 2.14. In het gemiddeld zeeklimaat van België en Nederland strekt de zone die onderhevig is aan vochtwisselingen zich uit binnen 15 tot 20 mm vanaf de betonoppervlakte, afhankelijk van de kwaliteit van het beton.



Figuur 2.14: onderscheid tussen gebieden A, B en C [22]

- gebied A: invloed van zowel carbonatatie als vochtwisselingen
In deze zone is het chloridegehalte niet maatgevend, de wapening zal roesten onder invloed van carbonatatie en de voldoende aanvoer van zowel zuurstof als water
- gebied B: geen carbonatatie, wel vochtwisselingen
De kans op corrosie is gering indien het gehalte aan chloriden kleiner is dan 1%, berekend ten opzichte van de cementmassa, of de W/C – factor kleiner is dan 0,5.
- gebied C: geen carbonatatie en geen vochtwisselingen
De kans op door chloriden geïnitieerde corrosie is gering indien het chloridegehalte kleiner is dan 1%. Is het gehalte groter dan 1%, stijgt de kans op corrosie indien de W/C – factor van het omgevende beton groter of gelijk aan 0,65 is. Is het chloridegehalte groter dan 2%, dan is de kans groot dat corrosie zal optreden, onafhankelijk van de cementsoort, de W/C – factor en het vocht aanbod.

In ongecarbonateerd beton zijn er voldoende hydroxylionen beschikbaar. De concentratie aan vrije chloride – ionen is dan bepalend. Deze concentratie is afhankelijk van de totale chlorideconcentratie, het cementgehalte, de verhouding gebonden op vrije chloriden, de snelheid van de diffusie van chloride – ionen doorheen het beton, de stabiliteit van corrosieproducten die chloriden bevatten, ... In gecarbonateerd beton geldt dat hoe kleiner de betondekking is, hoe sneller de carbonatie het staal zal bereiken en hoe meer dit staal onderhevig zal zijn aan vochtwisselingen. Beton is echter een sterk hygroscopisch materiaal. Dit wil zeggen dat chloriden vocht opnemen zodat het betonoppervlak continu vocht zal opnemen en afstaan, maar deze vochtwisselingen trager zullen verlopen en snel zullen afnemen in de diepte. De betondekking dempt de vochtschommelingen ten gevolge van de relatieve vochtigheid uit en fungeert dus als een buffer tegen carbonatie en als een soort regenjas tegen intredend water.

2.4.1.2 Invloed van scheuren

Scheuren hebben een invloed op het vochtgehalte, de grootte van het gecarbonateerd gebied en, indien de scheuren voldoende diep zijn, ook op de kwaliteit van het staal – beton scheidingsvlak. Om deze reden is het kritisch chloridegehalte in gescheurd beton vaak verschillend van het gehalte in ongescheurd beton [58].

2.4.1.3 Uitdrukking van het kritisch chloridegehalte

Het kritisch chloridegehalte kan worden uitgedrukt als een totaal chloridegehalte, als een vrij chloridegehalte of als een limiet voor de verhouding $\frac{Cl^-}{OH^-}$, die de verhouding weergeeft van de concentratie van de corrosieve ionen op de concentratie aan inhibitoren. Het vrij chloridegehalte in de poriënoplossing is echter moeilijk te bepalen en gaat gepaard met veel onnauwkeurigheden zoals overschattingen zoals eerder werd gemeld.

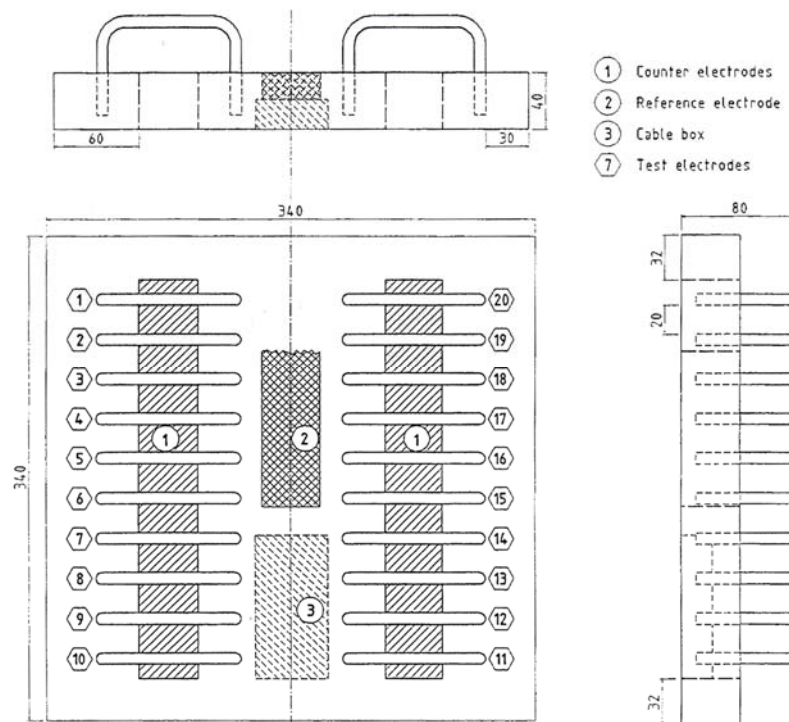
Hausmann (1967) was de eerste die de verhouding $\frac{Cl^-}{OH^-}$ als maatstaf gebruikte en formuleerde op basis van experimenten in een oplossing een kritische waarde

$$\frac{Cl^-}{OH^-} > 0,6 \quad (2.31)$$

terwijl Gouda en Diamond beide 0,3 en Andrade en Goni drempelwaarden tussen 0,25 en 0,8 voorstelden. Deze drempelwaarden zijn eerder conservatief omdat in oplossingen de corrosiesnelheid hoger is dan in beton. Door de waarde van deze verhouding boven het kritisch niveau te houden, door een continue influx van chloriden, is er een continue corrosie – activiteit. Het nadeel betrof opnieuw de moeilijk uit te voeren meting van het chloridegehalte. Pas later stelde men vast dat het vastleggen van één kritische waarde niet toepasbaar is. Gouda stelde daarom voor een logaritmische relatie te gebruiken tussen de concentratie chloriden en hydroxylionen: als de concentratie van depassiverende substanties logaritmisch varieert, moet de concentratie van de passiverende substanties ook zo variëren om de beschermende film rond het staal te behouden [3]. Zo varieert het kritische chloridegehalte ook in functie van de pH van de poriënoplossing.

Het totaal chloridegehalte is eenvoudiger te meten indien dit gehalte gelijk wordt gesteld aan het gehalte aan zuuroplosbare ionen, afgezien van de kleine onderschatting waarvan eerder melding werd gemaakt. Door deze betere meetbaarheid, wordt soms het totaal chloridegehalte verkozen om het kritisch chloridegehalte uit te drukken, zoals in Glass [57] en Breit [59].

Om de problemen betreffende de meetbaarheid op te lossen, ontwikkelden Arup en Sørensen een standaard test om het kritisch chloridegehalte te bepalen, voorgesteld in Figuur 2.15 [60].



Figuur 2.15: snelle methode ter bepaling van het kritisch chloridegehalte volgens Arup en Sørensen [60]

20 elektroden op verschillende, individuele potentialen worden mee ingebetonned en de evolutie van de stroom, die nodig is om de potentiaal constant te houden, wordt opgemeten. Op het moment van de initiatie van corrosie, zal deze stroom sterk stijgen en wordt de test stilgelegd. Het kritisch chloridegehalte wordt bepaald uit het opgemeten chlorideprofiel op het moment van initiatie van corrosie.

2.4.1.4 Het kritisch chloridegehalte in de literatuur

In de literatuur werden om al deze redenen dan ook verschillende waarden teruggevonden voor het kritisch chloridegehalte. Glass en Buenfeld voerden een onderzoek naar het kritisch chloridegehalte en besloten dat het totaal, kritisch gehalte tussen 0,17% en 0,25% lag, berekend ten opzichte van het cementgewicht [57]. Een samenvatting van het bijhorend literatuuronderzoek wordt gegeven in Bijlage A.

Onderzoek van Breit en Schiessl in [59] leerde dat het totaal kritisch chloridegehalte 0,25% bedroeg, berekend ten opzichte van het cementgewicht. Bij een lineair verband tussen het vrij en het totaal chloridegehalte, bekomen bij deze elektrochemische proeven op mortels, correspondeert dit gehalte met een vrij chloridegehalte van 0,12%, opnieuw gemeten ten opzichte van het cementgehalte. In de literatuur vonden deze auteurs terug dat het kritisch gehalte volgens Elsener en Böhni varieerde tussen 0,25% en 0,5% en volgens Rechberger tussen 0,3% en 0,9%, telkens gemeten ten opzichte van het cementgewicht.

Een uitgebreid literatuuronderzoek van Gaal leverde een ruim spectrum aan kritische chloridegehalten. Meer bepaald varieerden deze gehalten tussen 0,2% en 2%, berekend ten opzichte van de cementmassa, in functie van het materiaal, de definitie van de drempelwaarde en de testen [7]. De tabel die deze resultaten bundelt, vindt men opnieuw terug in Bijlage A, naast alle andere cijfergegevens omtrent het kritische chloridegehalte.

Hetzelfde literatuuronderzoek door Audenaert hield eveneens rekening met het onderscheid tussen het kritisch chloridegehalte uitgedrukt als het gehalte aan vrije of totale chloriden en de verhouding $\frac{Cl^-}{OH^-}$. De resultaten worden samengebracht in Bijlage A. Ook in dit onderzoek zijn er grote verschillen waarneembaar tussen de kritische chloridegehalten vastgesteld door verschillende onderzoekers.

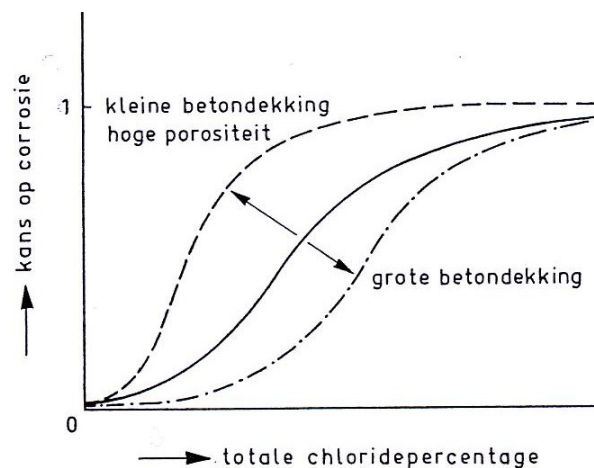
Onderzoek van de Federal Highway Administration (FHWA) in de Verenigde Staten van Amerika in de jaren '70 leverde een drempelwaarde gelijk aan 0,2%, terwijl Lewis in 1961 0,32% naar voor schoof als kritisch chloridegehalte, beide uitgedrukt ten opzichte van de cementmassa. Het laatste gehalte werd echter bekomen na proeven op synthetisch poriënwater, niet in echt beton. In [61] werd om wille van de onzekerheid omtrent de precieze waarde, 0,4%, berekend ten opzichte van het cementgehalte, en in [62] werd 1,2 kg/m³ aangenomen als kritisch chloridegehalte. Volgens [55] stelde een literatuurstudie uitgevoerd door Taylor dat het interval waarbinnen het kritisch chloridegehalte varieerde, bepaald wordt door 0,1% en 1%, berekend ten opzichte van de cementmassa. Dergelijke grote intervallen tonen nog maar eens aan dat één universele waarde onwaarschijnlijk is.

Het vastleggen van één kritisch chloridegehalte is dus te ongenueanceerd. Als gevolg van de invloed van veel chemische en fysische fenomenen aan het staal/beton oppervlak, is het

kritisch chloridegehalte eerder een stochastisch verschijnsel dan een deterministische waarde. Meestal wordt het kritische chloridegehalte dan voorgesteld door een gemiddelde waarde waarboven zich een verhoogde kans op corrosie voordoet. In [7] wordt deze gemiddelde waarde gelijk gesteld aan 0,5%, berekend ten opzichte van de cementmassa.

2.4.1.5 Alternatief

Page [32] stelt dat door de complexiteit van het corrosieproces, dat wordt beschreven in het hoofdstuk over corrosie, er geen algemene kritische chloridegrens is aan te geven en het beter is te spreken over een kans op corrosie. Page stelt daarbij een diagram op waarin de kans op corrosie wordt weergegeven in functie van het totale percentage aan chloriden (Figuur 2.16).



Figuur 2.16: kans op corrosie in functie van het totaal chloridepercentage [21]

en neemt aan:

- | | | |
|-----------------------------------|---|------------------------------------|
| - kleine kans op corrosie | ↔ | totaal chloridegehalte < 0,4% |
| - grote kans op corrosie | ↔ | totaal chloridegehalte > 1% |
| - tussenliggende kans op corrosie | ↔ | 0,4% < totaal chloridegehalte < 1% |

waarbij een kleine betondekking en/of een hoge porositeit aanleiding geeft tot een grotere kans op corrosie dan een grote betondekking.

2.4.2 Het toelaatbaar chloridegehalte

2.4.2.1 Definitie en invloedsfactoren

Om te verhinderen dat het chloridegehalte in het beton het kritische niveau bereikt, worden maximaal toelaatbare waarden opgelegd aan het chloridegehalte dat iets kleiner is dan het kritisch chloridegehalte [55, 63]. Hoeveel kleiner dit gehalte is, wordt bepaald door de gewenste veiligheid. Aangezien er geen universele waarde voor het kritische chloridegehalte bestaat, wordt het toelaatbare chloridegehalte voldoende laag gekozen. In de norm EN 206-1 legt deze toelaatbare gehalten vast in functie van het gebruiksdomein [35, 36, 64]:

- ongewapend beton: $[Cl^-] < 1\%$ van de cementmassa
- gewapend beton: $[Cl^-] < 0,2\%$ van de cementmassa
- voorgespannen beton: $[Cl^-] < 0,1\%$ van de cementmassa

In de Belgische context is het maximaal toelaatbare chloridegehalte 0,4% voor beton dat wapening of andere metaalgedeelten bevat en 0,2% voor beton met voorspanwapening [12]. Bij gebruik van ongewapend beton worden hogere concentraties toegelaten omdat er geen wapening in het beton zit die kan corroderen. Bovendien is elke toevoeging van $CaCl_2$ of andere chloridehoudende hulpstoffen aan beton dat wapening, voorspanning of andere ingesloten metalen bevat, verboden.

Het toelaatbaar chloridegehalte wordt in [63] gedefinieerd als het gehalte waarbij de corrosiesnelheid dusdanig gering is dat de beoogde levensduur niet in het gedrang komt. Door deze definitie wordt het toelaatbaar gehalte vooral bepaald door de beoogde levensduur. Een voldoende lange levensduur wordt verkregen door een late initiatie van corrosie, een traag verlopend corrosieproces en de mate van corrosie waarbij onaanvaardbare schade aan de constructie ontstaat. Het chloridegehalte bepaalt de mate van aantasting aan het staal en dus de corrosiesnelheid. De invloedsfactoren van het toelaatbare chloridegehalte zijn dus deze factoren die de corrosiesnelheid bepalen, zoals de resistiviteit van de poriënoplossing, de kwaliteit van het beton, het chloridegehalte en de omgevingscondities. Dit wordt behandeld in paragraaf 3.2 in het hoofdstuk over corrosie.

Al deze factoren zijn echter sterk gebonden aan de constructie. In het vooruitzicht van een algemene benadering kan een zeer lage corrosiesnelheid voorgesteld worden, die in alle omstandigheden zeker aanleiding geeft tot een voldoende lange levensduur. Vaak wordt volgens [63] een corrosiesnelheid van 1 $\mu\text{m}/\text{jaar}$ aangenomen. Deze aanname houdt in dat een chloridegehalte van 1%, berekend ten opzichte van de cementmassa, toelaatbaar is, ongeacht de cementsoort of de W/C – factor. Dit geldt echter enkel in geval van niet – gecarbonateerd beton, met een goed verdichte dekking van ten minste 15 mm, waarin geen defecten zijn.

2.4.2.2 *Invloed van scheuren*

Net zoals scheuren het kritisch chloridegehalte kunnen beïnvloeden, zullen scheuren ook het toelaatbaar chloridegehalte beïnvloeden, aangezien het toelaatbaar gehalte altijd kleiner dient te zijn dan het kritisch gehalte.

2.4.2.3 *Toelaatbaar chloridegehalte in de literatuur*

[55] betreft een Amerikaanse studie naar het toelaatbaar chloridegehalte. Uit onderzoek naar het chloridegehalte waarbij corrosie ontstaat, het kritisch chloridegehalte, wordt een maximaal toelaatbare concentratie aan chloriden bepaald door een lagere waarde vast te leggen, bepaald door de gewenste veiligheid. Er dient wel te worden opgemerkt dat dit onderzoek zich enkel toelegt op proefstukken met ingemengde chloriden. Constructies waarin chloriden kunnen dringen of die kunnen worden benat tijdens hun levensduur vallen buiten het kader van de studie. Het blijkt dat corrosie wordt geïnitieerd bij een chlorideconcentratie van 0,4%, gemeten ten opzichte van de cementmassa, behalve in geval van een laag C_3A – gehalte waarbij slechts 0,2% wordt toegelaten. Een laag C_3A – gehalte betekent immers dat minder chloriden worden gebonden en het gevaar op corrosie vergroot. De literatuurstudie in dit werk baseert zich voornamelijk op Amerikaanse publicaties en normen. De historische evolutie van de toelaatbare chloridegehalten in de ACI normen wordt gegeven in Bijlage A. Tegenwoordig wordt door ACI 222 in natte omstandigheden 0,1% vastgelegd als maximaal toelaatbaar chloridegehalte. Volgens [55] wordt in Europa algemeen een kritisch chloridegehalte 0,4% aangenomen, berekend ten opzichte van de cementmassa, en wordt de toevoeging van op chloriden gebaseerde versnellers daarbij verboden. Dit verbod geldt bijvoorbeeld ook in Canada en de Verenigde Staten.

Volgens [7] zijn de meeste van voorgaande waarden te optimistisch. Deze studie stelt dat de initiële concentratie aan chloriden beperkt dient te blijven tot 0,1% ten opzichte van het cementgewicht om spalling te vermijden. Tot deze conclusie werd gekomen na een parameterstudie op een in dit werk ontwikkeld model ter voorspelling van schade aan Nederlandse bruggen.

Na de bepaling van het toelaatbaar chloridegehalte dient deze voorwaarde te worden gecontroleerd. De berekening van het gehalte aan chloriden in het beton is de sommatie van de chloridegehalten van alle samenstellende delen van dit beton. Dit zijn gegevens die verkrijgbaar zijn bij de producenten van deze grondstoffen of kunnen worden opgemeten. Een andere methode is het totale chloridegehalte van het beton proefondervindelijk te bepalen aan de hand van de methodes die in 2.3.3 werden besproken.

2.5 Mathematische modellering

2.5.1 Basismodel: zuivere diffusie

Er werd reeds vastgesteld dat de indringing van chloriden in beton het best wordt omschreven door diffusie. Dit transportmechanisme wordt beschreven aan de hand van de wetten van Fick en werd in 2.1.2.2 reeds besproken. De oplossing van de tweede wet, die geldt in niet – stationaire omstandigheden, geeft een uitdrukking voor de concentratie aan chloriden in functie van de tijd en de diepte:

$$c(x,t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (2.8)$$

In geval van een tweedimensionale indringing wordt dit

$$c(x,y,t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{y}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (2.32)$$

Er zijn veel bezwaren tegen deze eenvoudige benadering. Volgens vele onderzoekers stemt dit verloop niet overeen met wat in experimenten werd bekomen en stellen daarom gemodificeerde wetten voor.

2.5.2 Aanpassing 1: initieel chloridegehalte

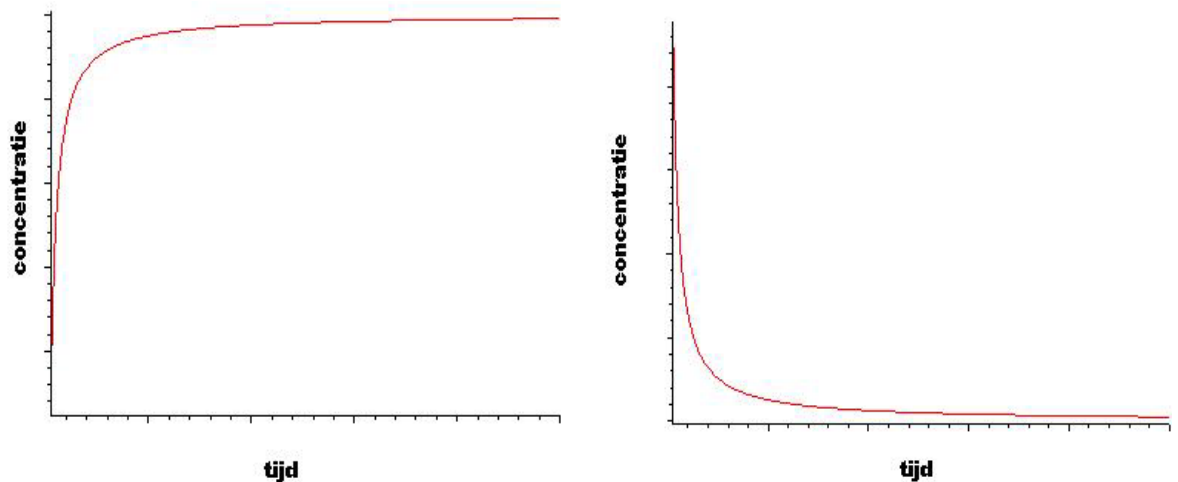
(2.8) werd afgeleid in de veronderstelling dat het initieel chloridegehalte in het beton gelijk was aan 0 (randvoorwaarde 1). Indien echter chloriden werden ingemengd, moet men met dit initieel chloridegehalte c_i rekening houden en wordt (2.8)

$$c(x,t) = c_i + (c_s - c_i) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \quad (2.33)$$

met $\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$ (2.34)

Op een bepaalde plaats wordt verwacht dat de concentratie zal stijgen tot de evenwichtssituatie, als de beginconcentratie aan chloriden kleiner is dan de evenwichtsconcentratie. Deze evenwichtssituatie is een chlorideconcentratie in het beton gelijk aan de concentratie in de uitwendige oplossing, of aan de oppervlakteconcentratie. Is de

beginconcentratie echter hoger dan de evenwichtsconcentratie, wordt een dalend verloop verwacht tot deze evenwichtsconcentratie. Beide situaties worden respectievelijk links en rechts in Figuur 2.17 afgebeeld.



Figuur 2.17: voorstelling van vergelijking (2.33)

2.5.3 Aanpassing 2: in de tijd veranderende diffusiecoëfficiënt

Eén van de gestelde voorwaarden bij de wetten van Fick is een constante diffusiecoëfficiënt. In realiteit daalt deze coëfficiënt in de loop van de tijd door een toenemende hydratatiegraad en de eventuele interactie met het zeewater, waardoor neerslag wordt gevormd die de poriën blokkeert. Om hiermee rekening te houden kan de diffusiecoëfficiënt in de tweede wet van Fick worden vervangen door [7, 31]

$$D(t) = D_i \cdot t^{-m} \quad (2.35)$$

met D_i een initiële diffusiecoëfficiënt vastgelegd op een bepaald tijdstip en m een tijdscoëfficiënt voor diffusie. In [9, 32] wordt deze tijdscoëfficiënt gerelateerd aan de W/C – factor. Volgens Mangat luidt deze betrekking

$$m = 2,5 \cdot \frac{W}{C} - 0,6 \quad (2.36)$$

maar benadrukt dat dit een voorlopig verband is, dat verder dient onderzocht te worden. De tijdscoëfficiënt is verder ook afhankelijk van het cementtype, de nabehandeling en de

blootstellingsvoorwaarden. Algemeen geldt dat een slechtere betonkwaliteit (hogere W/C – factor) en agressievere omgevingsomstandigheden resulteren in een grotere tijdscoëfficiënt en dus in een grotere reductie van de diffusiecoëfficiënt in de tijd.

Indien de diffusiecoëfficiënt onafhankelijk is van de diepte in het beton wordt (2.7)

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_i \cdot t^{-m} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.37)$$

of

$$\frac{1}{D_i \cdot t^{-m}} \cdot \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.38)$$

Invoeren van een hulpveranderlijke τ zodat

$$\partial \tau = (D_i \cdot t^{-m}) \cdot \partial t \quad (2.39)$$

of

$$\tau = \int_0^t D(t) \cdot \partial t \quad (2.40)$$

levert

$$\frac{\partial c}{\partial \tau} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.41)$$

wat overeenkomt met de tweede wet van Fick en de oplossing dus gelijk wordt aan

$$c(x, t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{\tau}} \right) \right) \quad (2.42)$$

indien de initiële concentratie van chloriden in het beton gelijk wordt gesteld aan 0 en de oppervlakteconcentratie constant is. In geval zowel een elektrische als een chemische potentiaal het transport van chloriden doorheen het beton sturen, geldt

$$\frac{\partial c}{\partial \tau} = \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (2.43)$$

Indien dezelfde randvoorwaarden als in het geval van pure diffusie worden aangehouden, luidt de oplossing van vergelijking (2.43)

$$c(x, t) = \frac{c_s}{2} \cdot \left[e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + a \cdot \tau}{2 \cdot \sqrt{\tau}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x - a \cdot \tau}{2 \cdot \sqrt{\tau}} \right) \right] \quad (2.44)$$

De nadelen aan vergelijking (2.35) zijn dat de eenheden van beide leden niet gelijk zijn en dat het tijdstip waarop D_i moet worden bepaald niet vast ligt. Om aan deze nadelen tegemoet te komen, wordt een nieuwe omzetting voorgesteld volgens

$$D(t) = D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^m \quad (2.45)$$

Het voordeel is dat het tijdstip “0” een willekeurig tijdstip kan zijn. Gewoonlijk wordt t_0 gekozen als het tijdstip waarop de constructie een eerste maal wordt blootgesteld aan chloriden. Wordt deze vergelijking gebruikt om de tijdsafhankelijkheid van de diffusiecoëfficiënt uit te drukken, dan wordt de chloride – indringing gegeven door

$$c(x, t) = c_i + (c_s - c_i) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^m \cdot t}} \right) \quad (2.46)$$

De invoering van een tijdsafhankelijke diffusiecoëfficiënt is echter in tegenstrijd met de hypothesen achter de wetten van Fick, die stellen dat de diffusiecoëfficiënt een constante is. Daarom mag de tijdsafhankelijke diffusiecoëfficiënt niet zomaar worden ingevuld in de vergelijking van het chlorideprofiel, zoals in (2.46) werd gedaan, maar dient de tweede wet

van Fick opnieuw te worden geïntegreerd, met integratie van de tijdsafhankelijke diffusiecoëfficiënt

$$\int_0^t D(t) \cdot dt = \frac{D_0}{1-m} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^m \cdot t \quad (2.47)$$

In de meeste modellen, zoals in (2.41), ontbreekt de factor $\frac{1}{1-m}$. Uiteindelijk luidt de vergelijking van het indringprofiel

$$c(x,t) = c_i + (c_s - c_i) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{\frac{D_0}{1-m} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^m \cdot t}} \right) \quad (2.48)$$

[7] gaat nog een stap verder in de ontwikkeling van een model voor de indringing van chloriden. Het houdt rekening met een beperkte blootstelling: een blootstelling op een zeker tijdstip

$$\int_{t_s}^{t_s+t_{\text{exp}}} D(t) \cdot dt = \frac{D_0}{1-m} \cdot \left[(t_s + t_{\text{exp}})^{1-m} - t_s^{1-m} \right] \quad (2.49)$$

met t_s de leeftijd van de constructie wanneer de blootstelling aan chloriden aanvat
 t_{exp} duur van de blootstelling aan het dooizout
 $t_s + t_{\text{exp}} = t$ de leeftijd van de structuur

Uiteindelijk resulteert dit in

$$c(x,t) = c_i + (c_s - c_i) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{\frac{D_0}{1-m} \cdot t_0^m \cdot (t^{1-m} - t_s^{1-m})}} \right) \quad (2.50)$$

2.5.4 Aanpassing 3: tijdsafhankelijke oppervlakteconcentratie

Wat betreft de concentratie van de chloriden aan het betonoppervlak, c_s , bestaan er twee strekkingen in de literatuur. De eerste luidt dat de oppervlakteconcentratie een constante is. In

[9] wordt gemeld dat Mangat steeds 1,5% als oppervlakteconcentratie bekomt en Bamforth 0,4% voor portlandcementbeton en 0,5% à 0,6% voor hoogovencementbeton. Deze hogere concentraties in geval van hoogovencement werden bevestigd door Gaal [7]. Tabel 2.3 vat de resultaten samen van een literatuurstudie door Audenaert [31].

Tabel 2.3: constante oppervlakteconcentraties c_s volgens verscheidene onderzoekers [31]

referentie	contact met vloeistof	% cement	% beton
Guirguis (1987)	-	1,6 - 2,8	
Mangat (1994)	permanent in Noordzee	1,5	
	drie jaar in getijde of spatzone Noordzee	1,5	
Vennesland (1995)	mariene omgeving	2,1	
Bamforth (1999)	-		0,4 (portlandcement)
	-		0,5 - 0,6 (vliegask/hoogovencement)
Frederiksen (2001)	droge wegomgeving		0,5
	natte wegomgeving		2
	mariene omgeving		0,2 - 0,3
Helland (2001) Maage (1995)	mariene omgeving		0,9
Li (2002)	labo: nat - droog cycli		0,3
Ducon (2005)	mariene omgeving	2,9 ± 0,8	

De andere strekking, die onder andere wordt aangenomen door Poulsen [65] en Vennesland [66], stelt dat de oppervlakteconcentratie tijdsafhankelijk is maar na een tijd constant wordt. Vennesland stelde daarom voor de oppervlakteconcentratie te begroten als

$$c_s = c(0, t) = S \cdot \sqrt{t} \quad (2.51)$$

met S de coëfficiënt van de oppervlakteconcentratie van chloriden. Een $\sqrt{t}$ – relatie streeft inderdaad naar een maximum.

Zo worden de randvoorwaarden voor de differentiaalvergelijking in de tweede wet van Fick (in geval $c_i = 0$)

- 1) $c(x,0) = 0$ de initiële chlorideconcentratie in het beton is gelijk aan 0
- 2) $c(0,t) = S \cdot \sqrt{t}$ de oppervlakteconcentratie is functie van de tijd

en wordt de oplossing van de vergelijking volgens Vennesland

$$c(x,t) = S \cdot \sqrt{t} \cdot \left[e^{\frac{-x^2}{4 \cdot D \cdot t}} - \frac{x \cdot \sqrt{\pi}}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \right] \quad (2.52)$$

De tijdsafhankelijkheid van de chlorideconcentratie aan het betonoppervlak vindt men terug in alle zones van een betonnen constructie, bijvoorbeeld in een mariene constructie. In de atmosferische zone boven de zeespiegel verandert de oppervlakteconcentratie door een continue aanvoer van chloriden. Onder het laagste waterpeil is de constructie steeds ondergedompeld en zal de oppervlakteconcentratie toenemen tot een waarde die overeenstemt met de concentratie in het zeewater. Tussen beide zones bevindt zich de spat- en getijdenzone. In deze zone verandert de oppervlakteconcentratie door de afwisselende nat – droog cycli: in het water opgeloste chloriden worden aangevoerd door benatting, tijdens het drogen verdampt het water en blijven de chloriden achter. Zo treedt er accumulatie op van chloriden op het oppervlak [31]. Volgens Van Damme houden Takewaka en Matsumoto rekening met een dergelijke accumulatie bij de oplossing van de tweede wet van Fick en verkrijgen

$$c(x,t) = \int_0^{t_i} \frac{W(t_i)}{\sqrt{\pi \cdot D \cdot (t - t_i)}} \cdot e^{\frac{-x^2}{4 \cdot D \cdot (t - t_i)}} dt_i \quad (2.53)$$

met $W(t_i)$ de hoeveelheid geaccumuleerde hoeveelheid chloriden op het betonoppervlak per eenheid van tijd op het tijdstip t_i . Indien $W(t_i)$ constant is en gelijk aan W wordt (2.53) na de uitwerking van de integraal

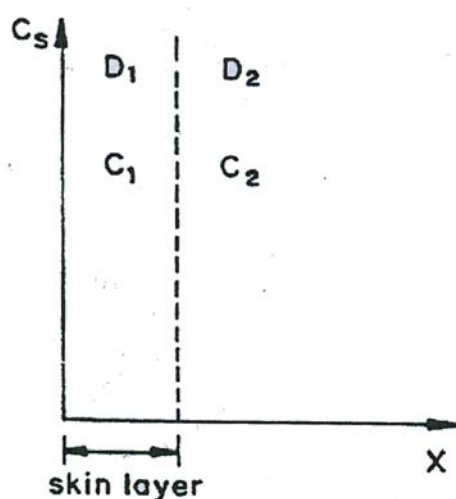
$$c(x,t) = 2 \cdot W \cdot \left[\frac{\sqrt{t}}{\pi \cdot D} \cdot e^{\frac{-x^2}{4 \cdot D \cdot t}} - \frac{x}{2 \cdot D} \cdot \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \right) \right] \quad (2.54)$$

Uit experimenten bleek dat W tussen 0,01% en 0,1% lag, berekend ten opzichte van het cementgewicht [32].

In de literatuur zijn nog vele andere modellen terug te vinden die deze tijdsafhankelijkheid in rekening brengen. In [31] wordt een overzicht gegeven van enkele van deze theorieën.

2.5.5 Aanpassing 4: skin – effect

De oppervlaktezone is één van de grootste oorzaken van het afwijken van de chlorideprofielen van de oplossing van de wetten van Fick. Deze betonhuid heeft een andere samenstelling dan het inwendige van het beton, door segregatie en het contact met de bekisting [9, 67].



Figuur 2.18: twee fasen
composiet model voor beton [67]

De invloed van deze betonhuid op de chloridepenetratie (skin – effect) wordt in rekening gebracht in het werk van Andrade [67]. Het beton wordt aanzien als een composiet van twee lagen, de betonhuid en het inwendige van het beton, volgens Figuur 2.18. De oppervlaktelaag heeft volgens het model een dikte e en een diffusiecoëfficiënt D_1 , de diffusiecoëfficiënt van het inwendige van het beton is D_2 . De chlorideconcentraties in de oppervlaktelaag en het inwendige van het beton worden respectievelijk aangeduid als c_1 en c_2 . De randvoorwaarden voor de tweede wet van Fick zijn dan:

1)	$c_1 = 0$	$\Leftrightarrow$	$-e < x < 0$
			$t = 0$
	$c_2 = 0$	$\Leftrightarrow$	$x = -e$
			$t = 0$
2)	$c_1 = c_0$	$\Leftrightarrow$	$x = -e$
			$t \geq 0$
	$c_1 = c_2$	$\Leftrightarrow$	$x = 0$
			$t \geq 0$

De eerste voorwaarde is een initiële voorwaarde, de tweede een randvoorwaarde. Hiermee worden de concentraties c_1 en c_2 respectievelijk

$$c_1 = c_0 \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \lambda^n \cdot \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{(2 \cdot n + 1) \cdot e + x}{2 \cdot \sqrt{D_1 \cdot t}} \right] - \lambda \cdot \operatorname{erfc} \left[\frac{(2 \cdot n + 1) \cdot e - x}{2 \cdot \sqrt{D_1 \cdot t}} \right] \right) \quad (2.55a)$$

$$c_2 = \frac{2 \cdot k \cdot c_0}{k + 1} \sum_{n=0}^{\infty} \lambda^n \cdot \operatorname{erfc} \left[\frac{(2 \cdot n + 1) \cdot e + k \cdot x}{2 \cdot \sqrt{D_1 \cdot t}} \right] \quad (2.55b)$$

met $k = \sqrt{\frac{D_1}{D_2}}$ (2.56)

$$\lambda = \frac{1 - k}{1 + k} \quad (2.57)$$

Indien er een weerstand R bestaat tussen de twee lagen, wordt de tweede randvoorwaarde

$$\begin{array}{lll} c_1 = c_0 & \Leftrightarrow & \begin{array}{l} x = -e \\ t > 0 \end{array} \\ c_1 = R \cdot c_2 & \Leftrightarrow & \begin{array}{l} x = 0 \\ t > 0 \end{array} \end{array}$$

en wordt de concentratie c_2

$$c_2 = \frac{2 \cdot k \cdot c_0 \cdot R}{k + 1} \sum_{n=0}^{\infty} \lambda^n \cdot \operatorname{erfc} \left[\frac{(2 \cdot n + 1) \cdot e + k \cdot x}{2 \cdot \sqrt{D_1 \cdot t}} \right] \quad (2.58)$$

2.6 Diffusiecoëfficiënten

De diffusiecoëfficiënt is de evenredigheidsparameter tussen de flux en de concentratiegradiënt in de wetten van Fick betreffende zuivere diffusie. Het geeft aan hoe snel de chloriden in het beton kunnen dringen en is in die zin een parameter voor de evaluatie van de kwaliteit van beton. Hoe meer weerstand de chloride – ionen ondervinden om in het beton te dringen, hoe lager deze coëfficiënt. Zo veroorzaakt een verlaagde permeabiliteit door bijvoorbeeld toevoeging van vliegassen aan portlandcement een daling van de diffusiecoëfficiënt. Ook een grotere bindingscapaciteit kan deze coëfficiënt doen dalen, zodat de diffusiecoëfficiënt voor chloriden in hoogovencementbeton lager is dan voor chloriden in portlandcementbeton.

2.6.1 Types diffusiecoëfficiënten

De diffusiecoëfficiënt voor chloriden bestaat in verschillende vormen. Een eerste onderscheid wordt gemaakt naargelang de tijdsafhankelijkheid. Ter vereenvoudiging wordt soms, zoals in de wetten van Fick, een constante diffusiecoëfficiënt aangenomen, maar hierboven werd reeds vermeld dat de diffusiecoëfficiënt in realiteit daalt.

Een tweede onderscheid wordt gemaakt tussen de effectieve en de potentiële diffusiecoëfficiënt. De wetten van Fick werden opgesteld in de onderstelling van een homogeen medium. Poriënkkanalen in het beton echter zijn geen homogeen medium. Om hiermee rekening te houden, maakt men gebruik van de effectieve diffusiecoëfficiënt (in de Engelse literatuur ook benoemd als de achieved, apparent, bulk of in situ diffusion coefficient). Deze diffusiecoëfficiënt wordt bekomen door curve – fitting van het opgemeten chlorideprofiel met de oplossing van de tweede wet van Fick. Het reflecteert zo de invloeden van alle denkbare mechanismen die hebben bijgedragen tot dit chlorideprofiel zoals chloridebinding, de bijdrage van convectie en capillaire opzuiging in de zone nabij het oppervlak en eventuele veranderende materiaaleigenschappen bij proeven op jong beton waarin nog hydratatiereacties aan de gang zijn. De potentiële of intrinsieke diffusiecoëfficiënt (in de Engelse literatuur ook de actual of measured diffusion coefficient genaamd) wordt bepaald uit het binnenste van de structuren, waar het beton nog maagdelijk is omdat het geen invloeden heeft ondergaan van de chloriden, met behulp van een aantal testen.

Een derde onderscheid wordt gemaakt naargelang de proefomstandigheden. In geval van migratietesten met een extern elektrisch veld, onder stationaire en onder niet – stationaire omstandigheden en diffusietesten onder stationaire en onder niet – stationaire omstandigheden noteert men de diffusiecoëfficiënten respectievelijk als D_{ssm} , D_{nssm} , D_{ss} en D_{nss} . In het werk van Tang [38, 68] wordt het verschil uiteengezet. In geval van zuivere diffusie onder stationaire omstandigheden geldt de eerste wet van Fick, zodat

$$D_{ss} = \frac{J_{beton}}{-\frac{\partial c}{\partial x}} = -\frac{q}{A_{beton} \cdot \frac{\partial c}{\partial x}} \left[\frac{\frac{kg_{Cl}}{s}}{\frac{kg_{CL}}{m_{beton}^2 \cdot \frac{m_{oplos \sin g}}{m_x}}} = \frac{m_{oplos \sin g}^3 \cdot m_x}{m_{beton}^2 \cdot s} \right] \quad (2.59)$$

Indien de poriënstructuur als homogeen wordt beschouwd, dan is de poriënfractione in elke schijf beton langs de x – coördinaat een constante gelijk aan de porositeit

$$\varphi = \frac{V_{poriën}}{V_{beton}} = \frac{A_{poriën} \cdot \int dx}{A_{beton} \cdot \int dx} \left[\frac{m_{poriën}^3}{m_{beton}^3} = \frac{m_{poriën}^2 \cdot m_x}{m_{beton}^2 \cdot m_x} = \frac{m_{poriën}^2}{m_{beton}^2} \right] \quad (2.60)$$

In geval van volledig verzadigd beton, geldt

$$\frac{A_{poriën}}{A_{beton}} = \frac{A_{oplos \sin g}}{A_{beton}} = \varphi \left[\frac{m_{oplos \sin g}^2}{m_{beton}^2} = \frac{m_{oplos \sin g}^2 \cdot m_x}{m_{beton}^2 \cdot m_x} = \frac{m_{oplos \sin g}^3}{m_{beton}^3} \right] \quad (2.61)$$

Indien de dwarsdoorsnede A in (2.59) refereert naar de oplossing, worden de eenheden door een aantal bewerkingen

$$\frac{m_{oplos \sin g}^3 \cdot m_x}{m_{oplos \sin g}^2 \cdot s} = \frac{m_{oplos \sin g}^2 \cdot m_x^2}{\frac{m_{oplos \sin g}^2}{m_{beton}^2} \cdot m_{beton}^2 \cdot s} = \frac{m_x^2}{s} \quad (2.62)$$

De diffusiecoëfficiënt met deze eenheden verwijst naar de intrinsieke diffusiecoëfficiënt en wordt genoteerd als D_0 . Indien de dwarsdoorsnede naar het beton verwijst, verwijst de bijhorende diffusiecoëfficiënt naar de effectieve (apparent) diffusiecoëfficiënt (D_a) en geldt

$$D_0 = -\frac{q}{A_{oplos \sin g} \cdot \frac{\partial c}{\partial x}} = -\frac{q}{\varphi \cdot A_{beton} \cdot \frac{\partial c}{\partial x}} = \frac{D_a}{\varphi} \quad (2.63)$$

Onder niet – stationaire omstandigheden dient de chloridebinding in acht te worden genomen en geldt de tweede wet van Fick. De verandering van de flux wordt dan gerelateerd aan de verandering van het totaal chloridegehalte, zodat met (2.16) geldt

$$\frac{\partial c_t}{\partial t} = \frac{\partial c_f}{\partial t} + \frac{\partial c_b}{\partial t} = \frac{\partial c_f}{\partial t} \cdot \left(1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f}\right) = -\frac{\partial J_{0d}}{\partial x} = D_0 \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.64)$$

waaruit

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{D_0}{\left(1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f}\right)} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} = D_{nss} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.65)$$

Zo luidt het verband tussen de diffusiecoëfficiënten onder stationaire en niet – stationaire omstandigheden

$$D_{nss} = \frac{D_{ss}}{\varphi \cdot \left(1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f}\right)} \quad (2.66)$$

met $\frac{\partial c_b}{\partial c_f}$ de bindingscapaciteit voor chloriden

Indien de chloriden niet door diffusie, maar door elektrische migratie door het beton worden getransporteerd, dan worden de diffusiecoëfficiënten genoteerd als D_{ssm} en D_{nssm} ,

respectievelijk onder stationaire en niet – stationaire omstandigheden. Voor pure migratie wordt de ionenflux in een oplossing – beton systeem beschreven als

$$J = D_0 \cdot \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \cdot c_f \quad (2.9)$$

Onder stationaire omstandigheden wordt de diffusiecoëfficiënt bepaald door de eerste wet van Fick.

$$D_0 = J_{0m} \cdot \frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U \cdot c_f} \quad (2.67)$$

of als de doorsnede van beton wordt gebruikt om de flux te berekenen

$$D_{ssm} = J_{beton} \cdot \frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U \cdot c_f} = J_{0m} \cdot \varphi \cdot \frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U \cdot c_f} = D_0 \cdot \varphi = D_{ss} \quad (2.68)$$

en is de diffusiecoëfficiënt uit een migratietest dezelfde als deze van diffusie, beide onder stationaire omstandigheden.

In geval van een migratietest onder niet – stationaire omstandigheden geldt dat

$$\frac{\partial c_t}{\partial t} = \frac{\partial c_f}{\partial t} + \frac{\partial c_b}{\partial t} = \frac{\partial c_f}{\partial t} \cdot \left(1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f} \right) = -\frac{\partial J_{0m}}{\partial x} = -D_0 \cdot \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \quad (2.69)$$

volgens de tweede wet van Fick, of

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = -\frac{D_0}{1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f}} \cdot \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} = -D_{nssm} \cdot \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \quad (2.70)$$

In [31, 38] wordt een verband afgeleid tussen deze diffusiecoëfficiënt en de intrinsieke diffusiecoëfficiënt. Indien de testduur t voldoende groot is, zal de concentratie van de vrije chloriden evolueren tot c_0 , de concentratie in de katholytische oplossing, en over een afstand x zijn ingedrongen in het beton. Vergelijking met (2.70) levert dan

$$D_{nssm} = \frac{D_0}{1 + \frac{\int_0^{c_b} dc_b}{\gamma_b \cdot c_0}} = \frac{D_0}{1 + \frac{c_b}{\gamma_b \cdot c_0}} \quad (2.71)$$

met γ_b de coëfficiënt die de binding tijdens de migratietest weergeeft en varieert tussen 0 en 1. Voor een bepaalde proefopstelling en proefduur kan deze coëfficiënt constant worden ondersteld [1, 2].

Voorts werd in het werk van Tang [1] afgeleid dat

$$c_b = k \cdot \frac{W_{gel}}{1000 \cdot \varphi} \cdot c_f^n \quad (2.72)$$

met φ [-] de porositeit van het beton

W_{gel} [kg_{gel}/m³_{beton}] de hoeveelheid gel

k, n [-] constanten uit de formulering van de Freundlich adsorptie – isotherm (2.25)

waardoor de verhouding $\frac{c_b}{\gamma_b \cdot c_0}$ uit vergelijking (2.71) kan geschreven worden als

$$\frac{c_b}{\gamma_b \cdot c_0} = k \cdot \frac{(\gamma_b \cdot c_0)^{n-1}}{1000} \cdot \frac{W_{gel}}{\varphi} = K_b \cdot \frac{W_{gel}}{\varphi} \quad (2.73)$$

met K_b een bindingsparameter uitgedrukt in m³/kg_{gel}. De uiteindelijke relatie tussen de diffusiecoëfficiënt uit de migratietest onder niet – stationaire omstandigheden en de intrinsieke diffusiecoëfficiënt luidt dan

$$D_{nssm} = \frac{D_0}{\left(1 + K_b \cdot \frac{W_{gel}}{\varphi}\right)} \quad (2.74)$$

In geval van het gecombineerd effect van diffusie en elektrische migratie wordt de vergelijking van Nernst – Planck

$$J = -D \cdot \left(\frac{dc}{dx} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot c \right) \quad (2.10)$$

De migratie coëfficiënt in niet – stationaire omstandigheden wordt afgeleid in Bijlage B:

$$D_{nss} = \frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{x_d - \alpha \cdot \sqrt{x_d}}{t} \quad (2.75)$$

$$\text{met } \alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E}} \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0} \right) \quad (2.76)$$

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad (2.77)$$

In stationaire omstandigheden geldt volgens [68]

$$D_{ss} = \frac{J \cdot R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U} \cdot \frac{\left(e^{\frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T}} - 1 \right)}{c_0 \cdot e^{\frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T}} - c_1} \quad (2.78)$$

Dat kan vereenvoudigd worden tot

$$D_{ss} = \frac{J \cdot R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U \cdot c_0} \quad (2.79)$$

indien $e^{\frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T}} \gg 1$

$$c_0 \geq c_1$$

2.6.2 Diffusiecoëfficiënten in de literatuur

In de literatuur worden verschillende vergelijkingen en methodes voorgesteld om de diffusiecoëfficiënt te bepalen. In [69] wordt een model opgesteld ter bepaling van de diffusiviteit. Hierin wordt rekening gehouden met de verschillende fasen op verschillende niveaus van het materiaal. Zo is het beton een drie fasen composiet bestaande uit aggregaten, cementpasta en de overgangszone tussen elk aggregaat en de cementpasta, gekarakteriseerd door een hogere porositeit. De cementpasta is eveneens een heterogeen mengsel, op schaal van mm, bestaande uit ongehydrateerd cement, poriën en hydratatieproducten. Omdat elke fase een eigen diffusiecoëfficiënt heeft, wordt de diffusiecoëfficiënt van ionen in beton in dit werk berekend onder de vorm van een relatieve diffusiecoëfficiënt

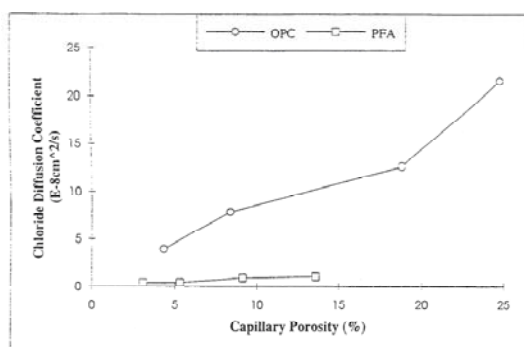
$$\frac{D}{D_0} = 0,001 + 0,07 \cdot \varphi^2 + 1,8 \cdot H(\varphi - 0,18) \cdot (\varphi - 0,18)^2 \quad (2.80)$$

met $H(x)$ de Heaviside functie: $\begin{cases} 1 & x > 0 \\ 0 & \text{anders} \end{cases}$

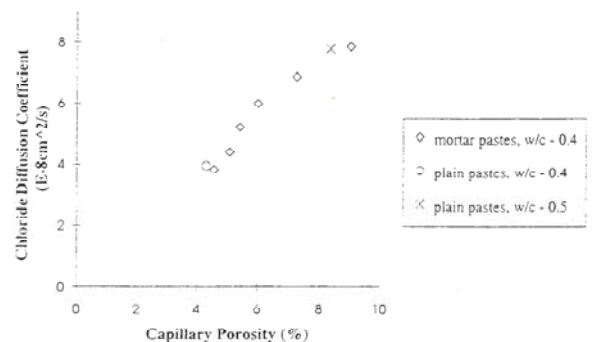
φ (capillaire) porositeit

D_0 diffusiecoëfficiënt van de ionen in water

De diffusiecoëfficiënt is een stijgende functie van de porositeit. Dit bleek ook uit de experimentele studie uitgevoerd door Page en Ngala [48], voorgesteld in Figuur 2.19 en Figuur 2.20. Uit de linkse figuur wordt de invloed van de toevoeging vliegashuis, zoals wordt omschreven in het hoofdstuk over corrosie, experimenteel bewezen.



Figuur 2.19: invloed van de porositeit op de diffusiecoëfficiënt (1) [48]



Figuur 2.20: invloed van de porositeit op de diffusiecoëfficiënt (2) [48]

De porositeit kan worden berekend uit de hydratatiegraad α met

$$\varphi = 1 - \frac{1 + 1,31 \cdot \alpha}{1 + 3,2 \cdot \frac{W}{C}} \quad (2.81)$$

In [70] wordt een proefopstelling voorgesteld waarbij een elektrisch veld de indringing versneld en een steady state toestand wordt gecreëerd. Onder deze omstandigheden wordt de diffusiecoëfficiënt berekend, in de onderstelling dat de chlorideconcentratie in de bron zeer verdund is, als

$$D = 300 \cdot \frac{k \cdot T}{z \cdot e_0 \cdot U} \cdot \frac{L \cdot V}{c_0 \cdot A_0} \cdot \frac{dc}{dt} \quad (2.82)$$

met	k	[ergs.K ⁻¹]	constante van Boltzman: $k = 1,38 \times 10^{-16}$ ergs.K ⁻¹
	T	[K]	temperatuur
	z	[-]	valentie van het ion, voor chloride ionen: $z = -1$
	e ₀	[e.s.u]	lading van het proton (of elektron): $e_0 = 4,8 \times 10^{-10}$
	U	[V]	toegepaste elektrische potentiaal
	L	[cm]	afstand tussen de elektroden = dikte van het proefstuk
	A ₀	[cm ²]	dwaarssectie van het proefstuk
	c ₀	[M]	chloride concentratie aan de bron

met dus zeer specifieke eenheden. Er wordt nog rekening gehouden met de ionische interactie door het vermenigvuldigen met een correctiefactor:

$$\beta_0 = \frac{v_0}{v} \quad (2.83)$$

met	v ₀	[cm/s]	driftsnelheid van chloride – ionen uit een zeer verdunde oplossing zonder ionische interactie
	v	[cm/s]	driftsnelheid van chloride – ionen uit een geconcentreerde oplossing

en wordt de uitdrukking voor de diffusiecoëfficiënt:

$$D = \beta_0 \cdot 300 \cdot \frac{k \cdot T}{z \cdot e_0 \cdot U} \cdot \frac{L \cdot V}{c_0 \cdot A_0} \cdot \frac{dc}{dt} \quad (2.84)$$

Poulsen [65] stelde dat de diffusiecoëfficiënt functie is van de tijd, de ouderdom van het beton op het moment van de eerste blootstelling aan chloriden en de intrinsieke diffusiviteit van het beton en berekende de effectieve of apparent diffusiecoëfficiënt als

$$D_a = D_{aex} \cdot f\left(\frac{t_{ex}}{t}\right) \quad (2.85)$$

met D_{aex} de diffusiecoëfficiënt van het beton op het tijdstip t_{ex} , de ouderdom van het beton op het moment van de eerste blootstelling aan chloriden. De functie $f(t_{ex}/t)$ is per definitie gelijk aan 1 op het tijdstip $t = t_{ex}$. Als machtsfunctie van de tijd wordt D_a geschreven als

$$D_a = D_{aex} \cdot \left(\frac{t_{ex}}{t}\right)^{m_1} \quad (2.86)$$

zoals reeds eerder werd bepaald door (2.45). m_1 dient te worden bepaald met behulp van een regressie – analyse en ligt tussen 0 en 1. In geval de coëfficiënt D_{aex} onbekend is, kan die worden geschat aan de hand van

$$D_{aex} = 570000 \cdot e^{-\sqrt{\frac{23}{w/C}}} \quad (2.87)$$

opgesteld na observatie van resultaten van verscheidene experimenten.

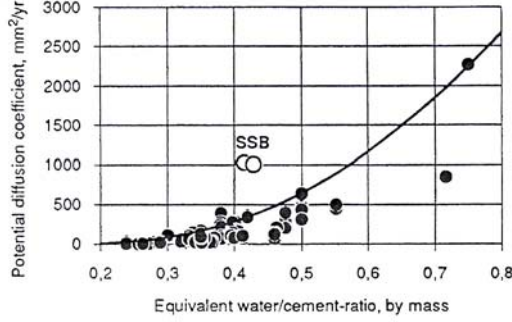
De potentiële diffusiecoëfficiënt wordt volgens Poulsen op gelijkaardige manier bepaald:

$$D_P = D_{pk} \cdot \left(\frac{t_k}{t}\right)^{m_2} \quad (2.88)$$

met D_{pk} de potentiële diffusiecoëfficiënt van beton voor chloriden op een karakteristieke leeftijd van het beton t_k en m_2 een exponent bepaald door regressie – analyse. Er werd

aangetoond dat deze exponent afhankelijk is van de W/C – factor en de toevoeging van silica fume aan het beton en volgens Maage [71] geldt

$$0,15 \leq m_2 \leq 0,25 \quad (2.89)$$



Figuur 2.21: invloed van de W/C - factor op de potentiële diffusiecoëfficiënt [65]

De afhankelijkheid van de exponent m_2 van de W/C – factor, zorgt dat ook de potentiële diffusiecoëfficiënt D_p van deze factor afhankelijk is. De diffusiecoëfficiënt moet stijgen met een toenemende W/C – factor, wat experimenteel werd aangetoond door Poulsen met Figuur 2.21. In deze figuur wordt D_p uitgedrukt in mm^2/jaar .

Indien de referentietijden t_{ex} en t_k beide gelijk worden gesteld aan t_0 , wordt de verhouding tussen de achieved en de potentiële diffusiecoëfficiënt [65, 71]

$$\delta(t) = \frac{D_a(t)}{D_p(t)} = \left(\frac{t_0}{t} \right)^{m_3} \quad (2.90)$$

met

$$m_1 = m_2 + m_3 \quad (2.91)$$

Østerdal in [72] en Bamforth [73] brengen nog andere methoden aan om de diffusiecoëfficiënt te bepalen, elk met eigen hypothesen en invloedsfactoren. Zo behandelt Østerdal de diffusiecoëfficiënt als een variabele in functie van de afstand tot het aan chloriden blootgestelde oppervlak, x . De diffusiecoëfficiënt $D(x)$ wordt dan bepaald met een niet – parametrische methode, uitgaande van (2.92) waarin a en b worden bepaald.

$$D(x) = \frac{(x+b)^2}{a \cdot (x+b)^2 + (x-b)^2} \quad (2.92)$$

2.7 *Invloed van scheuren*

In de literatuur vindt men een relatief groot aantal studies terug omtrent de indringing van chloriden in ongescheurd beton. Voor gescheurd beton zijn er echter nog maar weinig simulaties terug te vinden, zodat de invloed van scheuren op de chloride – indringing nog niet goed is gekwantificeerd. De bilaterale, wetenschappelijke overeenkomst tussen de universiteit van Gent en de polytechnische universiteit van Timisoara, waarbinnen ook deze thesis dient gekaderd te worden, probeert daar verandering in de brengen [74, 75]. Dat scheuren de permeabiliteit van beton verhogen en daarom de indringing van gevaarlijke stoffen en ionen bevordert, wordt echter algemeen aanvaard. Meijers in [76], en het hiermee overeenstemmende artikel [77], en het doctoraatswerk van Gaal [7] stelden modellen op voor de chloridepenetratie in ongescheurd beton. Op basis van zijn met Nilsson opgesteld mathematisch model, maakte Tang een Windows programma om de chloride – indringing in ongescheurd, ondergedompeld beton te voorspellen [78]. Kato stelde modellen op om het chloridegehalte te voorspellen aan de hand van de scheurbreedte en de chloridegehalten aan het blootgesteld oppervlak (met betrekking tot de aanvoer van de chloriden) en de diffusiecoëfficiënt van de chloriden in het beton (met betrekking tot het verbruik van de door de scheur aangebrachte chloriden) [79]. Het werk van De Schutter in [80, 81] tracht dan weer de invloed van scheuren op de chloride – indringing te achterhalen aan de hand van proefstukken met kunstmatige scheuren.

In het laatste werk worden proeven uitgevoerd op mortelprisma's van 40 x 40 x 160 mm³, voorzien van scheuren met verschillende afmetingen en samengesteld uit verschillende cementtypes. De scheurwijdte varieert tussen 0 mm en 0,5 mm en de scheurdiepte gaat tot 10 mm. De scheuren worden in het beton geleid door dunne koperplaatjes in te betonneren en deze na voldoende verharding van het beton opnieuw te verwijderen. Zo ontstaat een gleuf in het beton die dienst doet als een kunstmatige scheur. In het eerste rapport met resultaten [80] kon reeds de conclusie worden gemaakt dat scheuren inderdaad een zeer significante invloed hebben op de chloridepenetratie. Het bleek zelfs dat de chloridepenetratie veel meer invloed ondervond van de scheuren dan de carbonatatiediepte.

In de interpretatie van de resultaten uit het eerste rapport werd een mathematisch model opgesteld betreffende de chloridepenetratie en de carbonatatiediepte in functie van de scheurbreedte en –diepte.

Uitgaande van (2.8) kan de indringdiepte geschreven worden als

$$x = 2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{c(x,t)}{c_s} \right) \cdot \sqrt{D} \cdot \sqrt{t} = c^{te} \cdot \sqrt{D} \cdot \sqrt{t} = A \cdot \sqrt{t} \quad (2.93)$$

Aan de hand van de opgemeten penetratiediepte van chloriden en de tijdsduur van de proef kan deze A – waarde voor elk proefstuk worden berekend. Om de invloed van de scheurkarakteristieken te begroten, wordt dan de verhouding bekeken van de A – waarde voor elk gescheurd proefstuk tot deze van het overeenstemmend ongescheurd proefstuk [81]

$$\gamma_{CL}(w, d) = \frac{A_{CL}(w, d)}{A_{CL}(w = 0, d = 0)} \quad (2.94)$$

waarin w staat voor de scheurwijdte aan het oppervlak en d voor de scheurdiepte en het subscript CL duidt op de indringing van chloriden. Op basis van een numerieke regressie – analyse op de bekomen resultaten, steunend op de methode der kleinste kwadraten, werd afgeleid dat deze invloedsfactor kon beschreven worden als

$$\gamma_{CL}(w, d) = \exp \left[0,2541 \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0,5202} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{0,2652} \right] \quad (2.95)$$

met $d_0 = w_0 = 1$ mm. Om rekening te houden met de spreiding, stelde De Schutter in [81] voor om het rechterlid van (2.95) te vermenigvuldigen met een stochastisch verdeelde parameter λ_{CL} . Deze parameter is bij benadering lognormaal verdeeld met gemiddelde waarde 1 en een standaardafwijking 0,5. De 5%- en de 95% - fractiel bedragen respectievelijk 0,5140 en 1,9455. Bij het opstellen van deze formules werden geen verschillen vastgesteld in functie van de mortelsamenstelling, noch in functie van de bewaringsomstandigheden [81].

In [32] worden de bekomen formules gelinkt aan de diffusiecoëfficiënten. Er wordt opnieuw uitgegaan van de relatie (2.93), met de aandacht nu op de tweede vergelijking:

$$x \approx c^{te} \cdot \sqrt{D_B} \cdot \sqrt{t} \quad (2.96)$$

met D_B de diffusiecoëfficiënt in ongescheurd beton.

Voor gescheurde proefstukken wordt de indringdiepte beschreven door

$$x(w, d) \approx c^{te} \cdot \sqrt{D_s} \cdot \sqrt{t} \quad (2.97)$$

met D_s de gemiddelde diffusiecoëfficiënt in geval van gescheurd beton. Deze diffusiecoëfficiënt is functie van de scheurbreedte, -diepte en de diffusiecoëfficiënt in ongescheurd beton. Dit wordt in [32] beschreven als

$$D_s = f(w, d) \cdot D_B \quad (2.98)$$

Met (2.97) geldt dat

$$\frac{x(w, d)}{x(w=0, d=0)} = \sqrt{\frac{D_s(w, d)}{D_s(w=0, d=0)}} \quad (2.99)$$

terwijl met (2.93) geldt

$$\frac{x(w, d)}{x(w=0, d=0)} = \frac{A(w, d)}{A(w=0, d=0)} = \gamma(w, d) \quad (2.100)$$

Gelijkstellen van deze laatste vergelijkingen leert dat

$$\sqrt{\frac{D_s(w, d)}{D_s(w=0, d=0)}} = \frac{A(w, d)}{A(w=0, d=0)} = \gamma(w, d) \quad (2.101)$$

en met behulp van (2.94) en (2.98) wordt dit

$$f(w, d) = (\gamma(w, d))^2 \quad (2.102)$$

of

$$D_s = \left\{ \exp \left[0,2541 \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0,5202} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{0,2652} \right] \right\}^2 \cdot D_B \quad (2.103)$$

Deze formule biedt de mogelijkheid om de diffusiecoëfficiënten te berekenen in gescheurd beton indien de scheurdiepte, -breedte en de diffusiecoëfficiënt in ongescheurd beton gekend zijn.

[79] heeft een ander opzet. In tegenstelling tot voorgaand werk wordt niet de penetratiediepte gemodelleerd, maar het chloride – gehalte in het gescheurd beton. Afhankelijk van de elementen die de aanvoer van chloriden bepalen (scheurwijdte, chlorideconcentratie in de scheur) en de elementen die het verbruik aan chloriden bepalen door ze doorheen het beton te leiden (diffusiecoëfficiënt van chloriden) wordt getracht het chloridegehalte te bepalen in de gescheurde doorsnede. Indien de constructie is blootgesteld aan een oplossing met een in de tijd variërend chloridegehalte volgens

$$C_0(t) = C^* \cdot (1 - e^{-b \cdot t}) \quad (2.104)$$

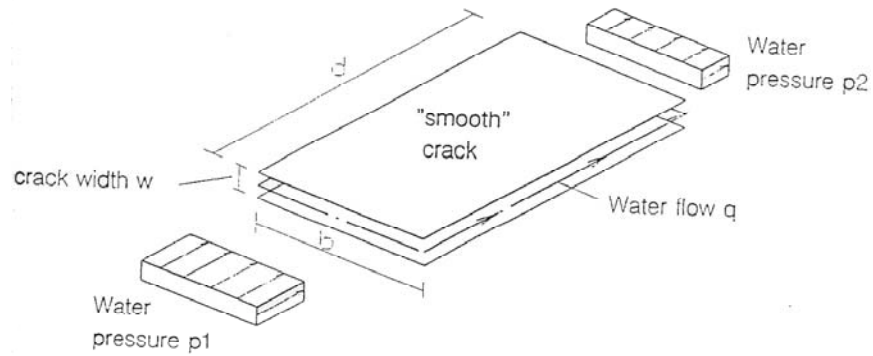
bekomt men een chloridegehalte in de gescheurde doorsnede in geval van permanente onderdompeling en in geval van nat – droog omstandigheden volgens

$$C'_{con}(t) = C^* \cdot (1 - e^{-b \cdot T}) \quad (2.105)$$

$$C^* = C_{cr}^{1/2} \cdot a \quad (2.106)$$

met	$C'_{con}(t)$	chlorideconcentratie in de gescheurde doorsnede, berekend ten opzichte van het cementgewicht
	C^*	chloridegehalte in de evenwichtstoestand, berekend ten opzichte van het cementgewicht
	C_{cr}	concentratie aan chloride – ionen in de oplossing, berekend ten opzichte van het cementgewicht
	a	een experimentele constante
	b	een experimentele parameter, afhankelijk van de tijd nodig tot $C_0 = C^*$

Edwardsen onderzocht de waterstroom doorheen scheuren, wat als basis zou kunnen dienen ter evaluatie van de chloridepenetratie in gescheurd beton [82]. De scheuren worden in dit onderzoek gemodelleerd als gladde scheuren met evenwijdige wanden, zoals wordt voorgesteld op Figuur 2.22.



Figuur 2.22: modellering als gladde scheur [82]

Op basis van dit model werd bekomen dat de waterstroom kan beschreven worden als

$$q = \frac{\Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot L} \quad (2.107)$$

met	q	[m ³ /s]	waterstroom
	Δp	[N/m ²]	differentiële waterdruk ($p_1 - p_2$)
	b	[m]	visueel waarneembare lengte van de scheur
	w	[m]	scheurwijdte
	L	[m]	lengte van het stroompad van de scheur (dikte van de structuur)
	η	[Pa]	absolute viscositeit

Dit staat ook bekend als de wet van Poiseuille en geldt voor laminaire stroming van een onsamendrukbare vloeistof. Uit experimenten blijkt dat de aanname van laminaire stroming aanvaardbaar is voor scheuren met breedte kleiner dan 0,5 mm en $\Delta p/d$ kleiner dan 50. In realiteit zijn de scheuren veel onregelmatiger, waardoor de stroom wordt gereduceerd. Hiermee wordt rekening gehouden door een reductiefactor ξ

$$q = \frac{\Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot L} \cdot \xi \quad (2.108)$$

$\xi = 0,25$ lijkt volgens Edvardsen een veilige benadering. Door het effect van “autogenous healing” kan de stroming worden gereduceerd, zodat (2.106) verwijst naar de stroming vóór

dit effect: q_0 . [82] besluit op basis van experimentele resultaten dat de reductie in de tijd door het “auto – healing” effect kan berekend worden aan de hand van

$$\frac{q(t)}{q_0} = 65 \cdot w^{-1,05} \cdot t^{-1,3+4 \cdot w} - 10^5 \cdot w^{5,8} \quad (2.109)$$

HOOFDSTUK 3:

CORROSIE

Corrosie van het wapeningsstaal is één van de belangrijkste schadefenomenen in gewapend beton [1, 2, 3, 4, 9, 10, 22, 29, 30, 31, 56, 83, 84, 85, 86]. Staal, blootgesteld aan de klimatologische omstandigheden, corrodeert door de reactie van het ijzer uit dit staal met water en zuurstof uit het milieu. De indringing van chloriden en/of CO₂ kan de vorming van corrosie bevorderen, op voorwaarde van de aanwezigheid van zuurstof en water. In een vochtig, zuurstofrijk milieu is roest immers de stabiele, natuurlijke toestand van staal. De gevormde corrosieproducten nemen een groter volume in dan het staal, waardoor het omliggende beton wordt weggedrukt. Er ontstaan scheuren in het beton, wat de aantasting nog verder in de hand werkt. Het andere mogelijke bezwijkmechanisme is dat sectie van het staal in zo'n mate gereduceerd is dat de stabiliteit van de constructie in het gedrang komt.

3.1 *Het corrosieproces*

De corrosiereactie is een elektrochemisch proces. Betonstaal in een waterige oplossing geeft ijzerionen af aan deze oplossing door de aantrekkende kracht van de polaire watermoleculen. De afgifte van positieve ionen aan de oplossing gaat gepaard met de afgifte van elektronen aan het staal, waardoor dit staal negatief geladen wordt en het de ijzerionen terug aantrekt. Op deze manier ontstaat er een elektrische dubbele laag op het staal en heerst er een dynamisch evenwicht, waarbij evenveel ijzerionen in oplossing gaan als er weer neerslaan op het betonstaal.



De reactie naar rechts stelt een afgifte van elektronen voor en is daarom een oxidatiereactie. De plaats waar het ijzer in oplossing gaat, noemt men de anode. De reactie naar links is een reductiereactie, waarbij elektronen worden opgenomen. De plaats waar een dergelijke reactie plaatsvindt, wordt dan weer een kathode genoemd.

In evenwichtstoestand heeft het ijzer ten opzichte van de vloeistof een bepaalde potentiaal, de evenwichtspotentiaal, die volgens Nernst kan worden uitgedrukt als

$$E^{ev} = E^0 + \frac{0,059}{n} \cdot \log(\text{Fe}^{2+}) \quad (3.2)$$

Indien de potentiaal van het staal door een externe invloed wordt verhoogd, zal het staal positiever worden geladen en zullen er meer ijzerionen worden afgestoten door de interactie tussen ladingen van hetzelfde teken. De anodereactie zal domineren op de kathodereactie en reactie (3.1) zal naar rechts verlopen. Bij een potentiaal lager dan de evenwichtspotentiaal (meer negatief) zal de reactie naar links domineren [10].

In de waterige oplossing is steeds een geringe hoeveelheid zuurstof opgelost. Deze zuurstof zal eerder de aangevoerde elektronen binden dan dat de ijzerionen dit doen volgens de reductiereactie in (3.1) omdat de binding door zuurstof energetisch voordeliger is. Deze reactie gaat opnieuw gepaard met een opbouw van een potentiaalverschil dat streeft naar een evenwicht. Aan het staaloppervlak zullen het water en de elektronen uit het staal dan reageren volgens de reactie

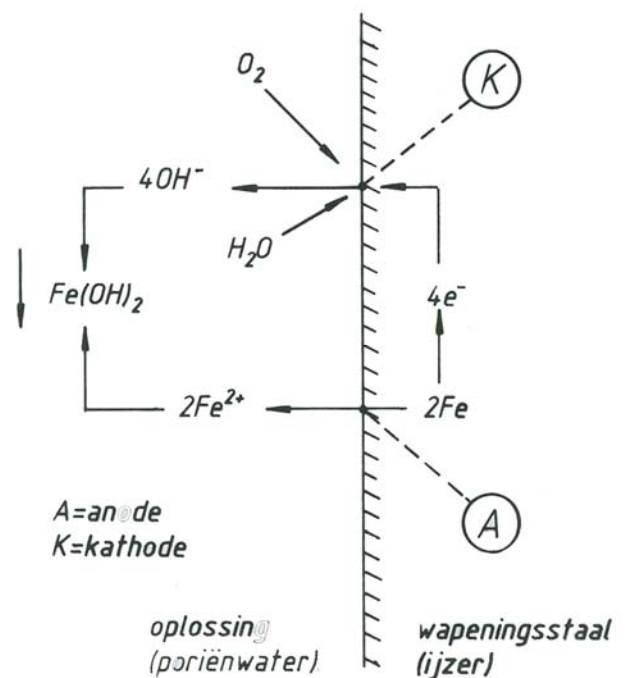


Opnieuw is er sprake van een anode- en een kathodereactie en heerst er in ideale omstandigheden een dynamisch evenwicht. De evenwichtspotential van deze reactie is kleiner dan bij reactie (3.1). De evenwichtspotential van de reacties (3.1) en (3.3) ligt tussen de evenwichtspotentialen van de afzonderlijke reacties. Deze potential wordt de corrosiepotential genoemd en wordt bepaald door de potential waarbij de kathodestroom en de anodestroom gelijk zijn.

Volgens [1, 10] heeft de oxidatiereactie in (3.1) de bovenhand en in (3.3) reductiereactie, waardoor de nettoreactie wordt



Zoals blijkt uit (3.6) en Figuur 3.1, worden de elektronen die vrijkomen op de plaats waar de ijzeratomen in oplossing gaan (anode), op een andere plaats op het staaloppervlak (kathode) opnieuw verbruikt om zuurstof om te zetten in hydroxylionen. Waar de anodes en de kathodes zich zullen bevinden, is onvoorspelbaar. Anode en kathode kunnen zo dicht bij elkaar liggen dat een microcel ontstaat, langs de andere kant kunnen ze relatief ver uit elkaar liggen en spreekt men over een macrocel. Er is sprake van een constante stroom van elektronentransport door het metaal van



Figuur 3.1: schematisering van het corrosieproces [83]

anode naar kathode. Het betonstaal treedt daarbij op als elektrische geleider. In de

elektrolytoplossing worden de ijzerionen getransporteerd van de anode naar de kathode en de hydroxylionen van de kathode naar de anode. Onderweg ontmoeten ze elkaar en reageren, waardoor ijzerhydroxide wordt gevormd en de stroomkring gesloten wordt. Het poriënwater biedt dus niet alleen het water aan om zuurstof te reduceren, het vormt eveneens een elektrolyt om de ijzerionen te geleiden. Het weinig oplosbare ijzerhydroxide slaat neer en door verdere reactie met het zuurstof wordt het ijzerhydroxide geoxideerd tot roest. Afhankelijk van het aanbod van water en zuurstof, de temperatuur, de druk en de zuurtegraad pH zijn de mogelijke roestproducten volgens [6]:



Zo blijkt dat drie elementen essentieel zijn in het corrosieproces:

- een reactief metaal om de oxidatiereactie te laten doorgaan
- de mogelijkheid tot de opname van elektronen (reductiereactie)
- een voldoende geleidende elektrolytoplossing om de ionen te transporteren

Het beton is een poreus materiaal waardoor het wapeningsstaal mogelijk in contact kan komen met de voor corrosie noodzakelijke stoffen water en zuurstof. Het wapeningsstaal bevindt zich echter in een alkalisch milieu waarin zich veel hydroxylionen bevinden door de hydratatie van C_2S en C_3S :



De bij deze reacties gevormde kalk Ca(OH)_2 is goed oplosbaar in water volgens:



waarbij (s) en (aq) respectievelijk staan voor ‘vaste toestand’ en ‘in waterige oplossing’ [31]. De hydroxylionen als reactieproduct van de opgeloste kalk zorgen voor de hoge pH – waarde

in beton van 12 à 13, aangezien de pH – waarde functie is van de concentratie in mol/l van de hydroxylionen volgens [9]:

$$[\text{OH}^-] = 10^{\text{pH}-14} \quad (3.10)$$

Door deze hoge concentratie aan hydroxylionen zal de neerslag op het staal worden gevormd. Dit vormt een gesloten, poriënvrije ijzeroxidelaaag bestaande uit Fe_2O_3 en Fe_3O_4 , die het verder in oplossing gaan van de ijzerionen tegengaat: de passiveringslaag. In de passieve toestand corrodeert het staal aan een verwaarloosbare snelheid van $0,1 \mu\text{m}/\text{jaar}$ [56]: men spreekt van een anodisch gecontroleerde reactie. Door het staal in te bedden in het beton wordt het staal dus automatisch beschermd door de hoge pH van het omringende poriënwater.

Toch kan corrosie van het wapeningsstaal in beton optreden, enerzijds door gebrek aan zuurstof om de passiveringslaag te vormen, anderzijds door externe invloeden, zoals het binnendringen van CO_2 en/of chloriden in het beton, die de passiveringslaag aantasten. Men spreekt respectievelijk over door carbonatatie geïnitieerde en door chloriden geïnitieerde corrosie. De kwaliteit van het beton en de dikte van de dekking bepalen hoe snel deze stoffen het staal bereiken.

De aantasting start zodra een kritische grens is bereikt. In geval koolzuur binnendringt, is deze kritische grens eenvoudig cijfermatig vast te leggen. Zoals reeds in de inleiding werd vermeld, doet carbonatatie de zuurtegraad van het beton dalen. Vanaf een pH – waarde van 8 à 9, is het beschermende milieu van het wapeningsstaal te zeer aangetast en wordt er een minder dichte oxidehuid gevormd. Het staal wordt nu niet meer beschermd en er ontstaat algemene corrosie van het staal. In geval chloriden in het beton dringen, wordt een kritische grens definiëren heel wat moeilijker, zoals bleek in 2.4.

3.2 Corrosiesnelheid

Eenmaal corrosie werd geïnitieerd, is de corrosiesnelheid afhankelijk van zeer veel factoren. Zo kan de corrosiesnelheid worden gereduceerd door in te grijpen in elk van de reacties van het corrosieproces of in het medium waarin de corrosiereacties plaatsvinden.

De anodische reactie vertraagd door een weerstandbiedende passiveringslaag rond het staal die weinig wordt aangetast of door de aanwezigheid van een laag roest dat al rond het staal is gevormd. Gladde staven zullen namelijk sneller corroderen dan reeds licht gecorrodeerd staal. Een weerstandbiedende passiveringslaag ontstaat wanneer voldoende ijzerionen in oplossing gaan, wat wordt bepaald door de hoeveelheid zuurstof aan de kathode.

De kathodische reactie wordt bepaald door de beschikbare hoeveelheid zuurstof. Door een tekort aan zuurstof worden de elektronen onvoldoende gebonden, zodat de reactie wordt opgehouden. Men spreekt van een kathodisch of een zuurstofgecontroleerde corrosiereactie. Een lagere permeabiliteit van het beton kan de indringing van zuurstof beperken, net als de indringing van andere essentiële elementen voor de initiatie van corrosie, zoals chloriden en water. Een beton met een lagere W/C – factor en/of een ouder en dus verder gehydrateerd beton zullen daarom een lagere corrosiesnelheid bezitten.

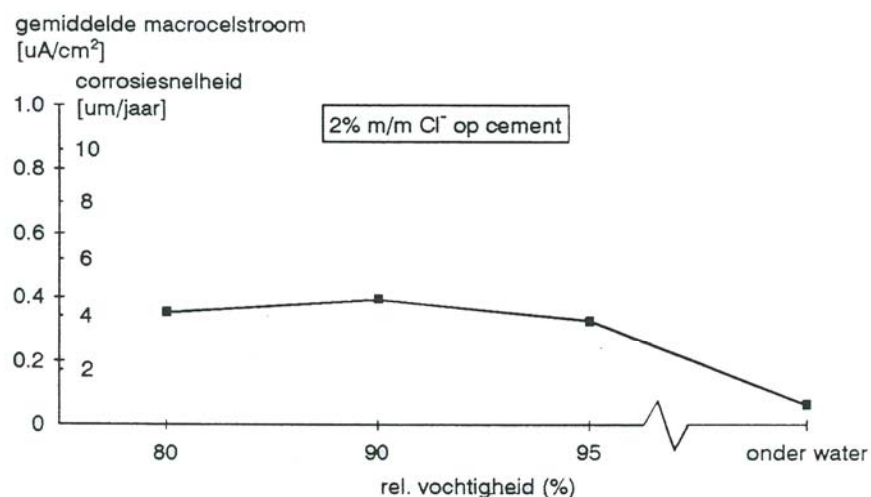
Ten slotte draagt ook een hogere resistiviteit van de elektrolytoplossing bij tot de verlaging van de corrosiesnelheid. Daarom is de corrosiesnelheid van hoogovencementbeton lager dan die van portlandcementbeton. De resistiviteit hangt af van het watergehalte, het gehalte aan oplosbaar zout, de permeabiliteit en de temperatuur. Volgens Raupach is de resistiviteit de belangrijkste controlerende factor voor corrosie in beton met hoge resistiviteit, in beton met lage resistiviteit zijn andere factoren dominant [85].

Nog met betrekking tot de corrosiesnelheid zijn nat – droog omstandigheden nadeliger dan een situatie waarin het element continu ondergedompeld is. Enerzijds komt het water met de erin opgeloste chloriden sneller binnen en in een grotere hoeveelheid door capillaire opzuiging en anderzijds stijgt de hoeveelheid beschikbare zuurstof, omdat de zuurstofhuishouding in water veel kleiner is dan deze in lucht. Zo zijn de stoffen die corrosie initiëren in grote mate aanwezig en stijgt de corrosiesnelheid.

De chloride – ionen die in het staal dringen, zijn gebonden aan kationen. Het type kation speelt een belangrijke rol bij de corrosiesnelheid, omdat onder andere dit ion bepaalt hoe snel chloriden doorheen het beton worden getransporteerd.

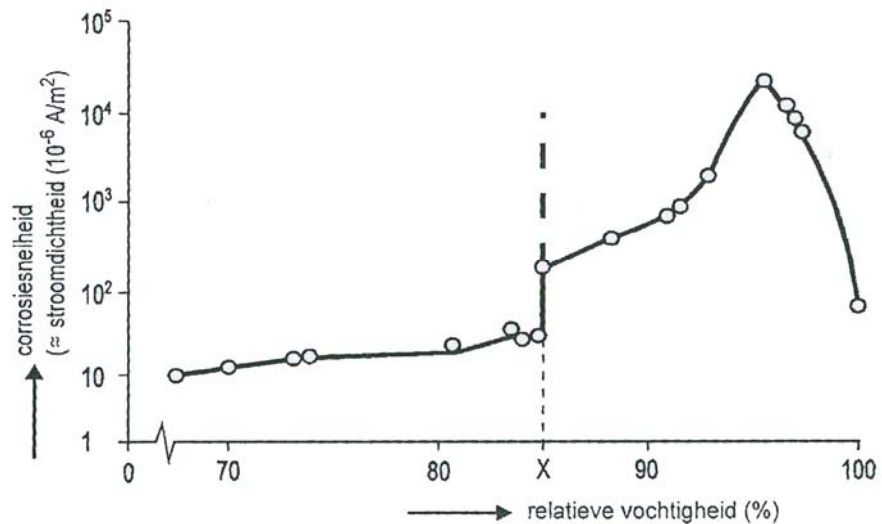
De omgevingsomstandigheden spelen eveneens een rol. Uit het CUR – rapport 97 – 3 [63] blijkt dat de beschikbare hoeveelheid water en dus de corrosiesnelheid stijgt bij een hogere vochtigheidsgraad. De invloed van de vochtigheid is geringer bij door chloriden geïnitieerde corrosie dan bij door carbonatatie geïnitieerde corrosie. Dit wordt waarschijnlijk mede veroorzaakt door het hygroscopisch karakter van de chloridezouten: ook bij een lagere relatieve vochtigheid kan er toch een hoog vochtgehalte in het beton aanwezig zijn.

De invloed van de relatieve vochtigheid werd bevestigd door de resultaten van Schiessl en Tuutti voor lagere relatieve vochtigheden. Indien de relatieve vochtigheid van de omgeving groter is dan 80% is de invloed echter beperkt, zoals wordt weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2: invloed van de relatieve vochtigheid op de corrosiesnelheid [63]

Volgens [2, 10] geldt in gecarbonateerd beton een ander verband tussen de corrosiesnelheid en de relatieve vochtigheid, zoals voorgesteld in Figuur 3.3.

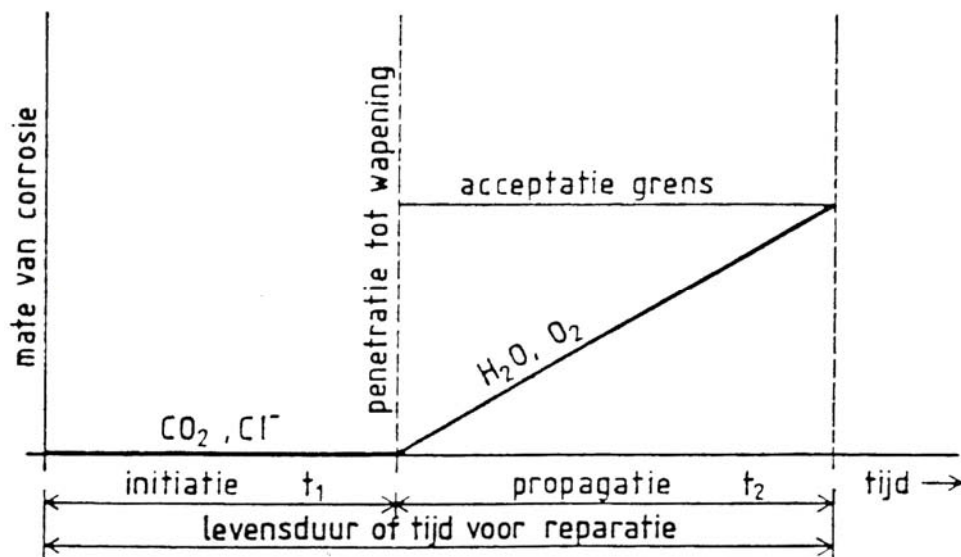


Figuur 3.3: corrosiesnelheid in functie van de relatieve vochtigheid in gecarbonateerd beton [2, 10]

In gecarbonateerd beton is de corrosiesnelheid het grootst bij een relatieve vochtigheid van 95%. Uit de figuur blijkt dat de corrosiesnelheid zeer sterk daalt indien het beton te sterk is uitgedroogd of indien de relatieve vochtigheid groter is dan 95%, omdat dan de zuurstoftoevoer te sterk gehinderd wordt. De invloed van de vochtigheid is echter ondergeschikt aan de invloed van de temperatuur. Een hogere temperatuur doet de stroomdichtheid en de corrosiesnelheid stijgen, onafhankelijk van de betonsamenstelling, het chloridegehalte, de betondekking en de vochtcondities. Zo vermenigvuldigt volgens het CUR – rapport de corrosiesnelheid met 4 bij een temperatuursstijging van 20°C, ongeacht de betonsamenstelling.

3.3 Het service life model

Het kritisch chloridegehalte is, zoals reeds werd beschreven in 2.4, bijvoorbeeld het chloridegehalte waarbij binnen de gestelde levensduur de wapening dusdanig door corrosie wordt aangetast dat de betondekking scheurt en reparatie noodzakelijk is. Het is niet het chloridegehalte waarbij de wapening wordt gedepasseerd. Het onderscheid tussen beide situaties is duidelijk wanneer men Figuur 3.4 bestudeert.



Figuur 3.4: verloop van het corrosieproces volgens Tuutti: service life model [10]

Naar het werk van Tuutti wordt het corrosieproces ingedeeld in twee fasen: het service life model. De eerste fase is de initiatiefase, waarin de wapening in gedepasseerde toestand wordt gebracht door een verandering van het omgevende milieu onder invloed van bijvoorbeeld penetrerend koolzuur of chloriden. De initiatieduur is afhankelijk van factoren zoals de betondekking, de permeabiliteit en het chloridegehalte waaraan de constructie is blootgesteld en kan algemeen berekend worden uit de tweede wet van Fick [85], hoewel de randvoorwaarden om deze wet te mogen toepassen enorm kunnen verschillen van de reële randvoorwaarden. Deze wet stelt dat

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (2.6)$$

of indien de diffusiecoëfficiënt constant in de diepte wordt genomen

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.7)$$

De oplossing van deze differentiaalvergelijking luidt:

$$c(x, t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (2.8)$$

indien de initiële concentratie c_i gelijk wordt gesteld aan 0 en de oppervlakteconcentratie een constante is gelijk aan c_s .

De voorwaarde tot depassivatie, of het tijdstip waarop de initiatieperiode eindigt, luidt:

$$c(x, t) = c_{cr} \quad (3.11)$$

met c_{cr} het kritisch chloridegehalte, waaruit:

$$1 - \frac{c_{cr}}{c_s} = \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{Dt}} \right) \quad (3.12)$$

Stel de term binnen de haakjes gelijk aan y , zodat

$$1 - \frac{c_{cr}}{c_s} = \operatorname{erf}(y) \quad (3.13)$$

en

$$y = \frac{x}{2 \sqrt{Dt}} \quad (3.14)$$

Deze laatste uitdrukking kan anders worden geschreven:

$$y^2 = \frac{x^2}{4 \cdot D \cdot t} \quad (3.15)$$

zodat

$$t = \frac{x^2}{4 \cdot D \cdot y} \quad (3.16)$$

waarin x de penetratiediepte voorstelt, die in dit geval gelijk is aan de betondekking l, zodat [85]

$$t = \frac{l^2}{4 \cdot D \cdot y^2} \quad (3.17)$$

Uit (3.17) blijkt inderdaad dat de initiatieduur functie is van de betondekking en de permeabiliteit van het beton. Naarmate de initiatiefase vordert, stijgt de hydratatiegraad: de sterkte van het beton neemt toe en de permeabiliteit daalt. Het toenemend gehalte aan calciumhydroxiden volgens (3.7) en (3.8) zorgt voor een grotere bindingscapaciteit voor koolzuur dat het beton binnendringt en fungeert als buffer tegen CO₂ penetratie. Anderzijds daalt door deze binding de zuurtegraad, waardoor het beton in een minder beschermde omgeving komt. De daling van de permeabiliteit is echter dermate groot dat het de verlaging van de pH – waarde weet te compenseren. Yang bestudeerde in [87] de invloed van de betonsterkte, de aanwezige scheuren, de belasting en de betondekking op de initiatietijd. Uit dit onderzoek bleek dat bij lage betonsterkte, scheuren de belangrijkste factor zijn ter bepaling van de initiatietijd. Een grote betondekking op zich heeft geen grote invloed, maar leidt wel tot grotere scheurwijdten zodat chloriden sneller tot aan de wapening kunnen penetreren en de initiatietijd daalt. Bij hogere betonsterktes komen scheuren minder frequent voor en heeft de betondekking meer invloed: de initiatietijd stijgt met de betondekking. Een algemene vaststelling uit deze studie is dat de tijd tot initiatie van de corrosie gevoeliger is voor de betonsterkte dan voor de betondekking en de aanwezigheid en karakteristieken van de scheuren. Het effect van de spanningen in het staal blijkt weinig invloed te hebben op de initiatietijd, hoewel bij hogere spanningen (> 90 MPa) scheuren ontstaan en de initiatietijd

toch wordt gereduceerd. Deze scheuren dienen hierbij groter te zijn dan 0,1 mm opdat agressieve ionen langs deze weg in het beton zouden kunnen dringen [87].

De tweede fase is de propagatiefase. In deze fase corrodeert het wapeningsstaal tot een niet – acceptabel niveau in drie stappen. Tijdens het eerste deel van de propagatiefase zet het beton vrij uit onder de opbouwende druk door de vorming van corrosieproducten. De poreuzere zone rond het staal wordt dan gevuld met corrosieproducten. In een tweede stap worden de spanningen geïnitieerd. Ten slotte volgt de fase waarin scheuren worden gevormd die groeien tot een niet – acceptabel niveau of tot het beton wordt afgedrukt. Het kritiek gehalte aan corrosieproducten ΔS , nodig om scheuren te veroorzaken, is dan de som van de corrosieproducten nodig om elke stap volledig te doorlopen. Meestal heeft het niet – acceptabel niveau betrekking op het optreden van te grote scheuren, die zowel constructief als functioneel hinderlijk tot destructief kunnen zijn. Het vastleggen van een bepaald kritisch niveau kan echter een ernstig discussiepunt zijn. Het kritisch chloridegehalte is dan het gehalte waardoor de corrosie de acceptatiegrens bereikt. In de literatuur worden verschillende definities van deze acceptatiegrens teruggevonden [85]:

- Tuutti 200 μm verlies aan staalsectie voor staven met 100 mm dekking
- Bazant 93 μm verlies aan staalsectie voor staven met 100 mm dekking
- Andrade 20 μm verlies aan staalsectie in geval van fijne scheuren
100 tot 200 μm verlies aan staalsectie voor scheuren wijder dan 0,3 mm

[7] stelt het criterium van falen gelijk aan het loskomen van een ontoelaatbare hoeveelheid betondekking. De berekening van de propagatieduur t in jaar kan gebeuren aan de hand van de formules van Bazant [85]. Het kritisch niveau van de corrosietoestand, uitgedrukt als verlies aan staalsectie, wordt voor geïnclineerde scheuren gegeven door:

$$\Delta S = \frac{r \cdot f \cdot l}{\phi} \quad (3.18)$$

met r een proportionaliteitsconstante, gelijk aan $5 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{N}$. In geval de corrosiesnelheid bepaald wordt door de resistiviteit, geldt:

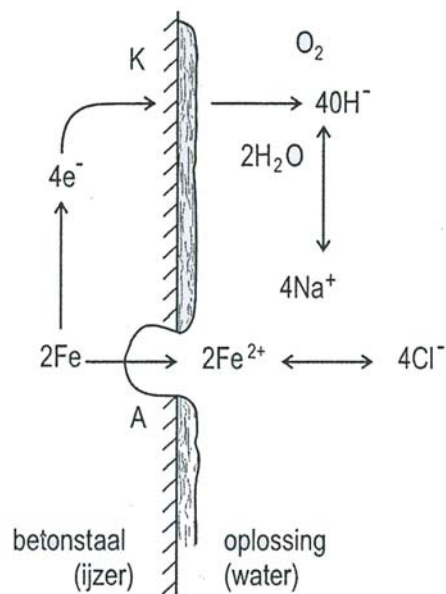
$$corrosiesnelheid = \frac{1000}{\rho_{concrete}} \quad (3.19)$$

$$t = \frac{\Delta S}{corrosiesnelheid} = \frac{r \cdot f \cdot l \cdot \rho_{concrete}}{\phi \cdot 1000} \quad (3.20)$$

met	ΔS	[m] of [μm]	kritieke gehalte aan corrosieproducten
	$\rho_{concrete}$	[$\Omega \cdot \text{m}$]	resistiviteit van het beton
	f	[kN/m ²]	treksterkte van het beton
	$\emptyset$	[m]	diameter van het wapeningsstaal

De lengte van de propagatiefase is daarom afhankelijk van de corrosiesnelheid, het criterium van het niet – acceptabel niveau en het gehalte aan corrosie dat ervoor zorgt dat het schadecriterium wordt overschreden.

3.4 Door chloriden geïnitieerde corrosie



Figuur 3.5: schematisering van het corrosieproces geïnitieerd door chloriden [2]

Chloriden in het beton reageren met het ijzer uit de passiveringslaag tot de vorming van intermediaire ijzerchloride complexen, FeCl_2 , wat een goed oplosbare verbinding is en dus als katalysator voor corrosie werkt. Bovendien werken chloriden hygroscopisch, zodat er steeds voldoende vocht aanwezig is voor corrosie. Beide elementen zorgen ervoor dat chloriden een goede situatie voor corrosie scheppen zodat, als er voldoende chloride – ionen aanwezig zijn rond de wapening, de passiveringslaag lokaal wordt opgelost, het staal zijn beschermende huid verliest en het corrosieproces wordt heropgestart. Hierbij reageren de ijzerchloriden met water tot HCl en

ijzerhydroxiden, die in aanwezigheid van zuurstof verder oxideren. Dit corrosieproces wordt voorgesteld in Figuur 3.5. De plaats waar de passiveringslaag is opgelost is de anode, de plaatsen met een niet – doorboorde huid vormen de kathode. In geval van een macrocel is het door de grote afstand tussen anode en kathode mogelijk dat op sommige plaatsen alleen anodereacties plaatsgrijpen en dat daar enkel ijzerionen in oplossing gaan. Dit verklaart mede de lokale aantasting van de wapening. Door dit lokale karakter, noemt men deze vorm van corrosie putcorrosie en de potentiaal waarop deze vorm van corrosie start de pitting potential. Eenmaal de corrosie op een bepaalde plaats start, daalt de potentiaal van het naburig staal wat de vorming van nieuwe putten verhindert. Dit toont opnieuw het lokaal karakter van de aantasting aan.

De kans op corrosie stijgt met de hoeveelheid chloriden. Tabel 3.1³ geeft het risico op corrosie aan in functie van het percentage chloriden in het beton, berekend ten opzichte van de cementmassa, en toont deze trend [11]. Om het risico op corrosie in te dijken, dient het chloridegehalte van het beton dus beperkt te worden.

³ In het licht van de nieuwe betonnorm is deze tabel achterhaald, omdat de concentraties waarvan sprake is, niet meer toegelaten zijn. Deze tabel is dan ook louter illustratief bedoeld, om de invloed van het toenemend chloridegehalte op het corrosierisico aan te tonen.

Tabel 3.1: risico op corrosie in beton dat chloriden bevat volgens Pullar – Strecker, 1987 [11]

chloriden (berekend tov)	toestand van het beton dat de wapening omgeeft	risico op corrosie
minder dan 0,4%	1. gecarbonateerd	hoog
	2. ongecarbonateerd, gemaakt met cement dat minder dan 8% C ₃ A bevat	gemiddeld
	3. ongecarbonateerd, gemaakt met cement dat 8% of meer C ₃ A bevat in volledig gecementeerd materiaal	laag
0,4% - 1%	1. zoals hierboven	hoog
	2. zoals hierboven	hoog
	3. zoals hierboven	gemiddeld
Meer dan 1,0%	in alle gevallen	hoog

De verschillende stappen in het door chloriden geïnitieerde corrosieproces worden met behulp van [5] gekarakteriseerd door de respectievelijke reactievergelijkingen:



Het gebruik van de chloriden zorgt ervoor dat deze opnieuw moeten aangevuld worden om de continuïteit van het corrosieproces te garanderen. Deze aanvulling gebeurt enerzijds door diffusie van chloride – ionen, anderzijds door afbraak van chloroaluminaat complexen. Voorts worden chloriden ook gerecycleerd uit de hydrolyse van de intermediaire ijzerchloride complexen. De chloriden worden immers niet verbruikt in het proces, aangezien de roestproducten zelf geen chloriden bevatten. Hydroxylionen worden wel verbruikt en heeft tot gevolg dat de pH aan de anode daalt en aan de kathode stijgt, waardoor de omstandigheden voor corrosie nog gunstiger worden: putcorrosie is een zelfversterkend proces. Het zelfversterkend effect van corrosie werd reeds aangehaald, maar dan door een ander mechanisme. De corrosieproducten drukken het beton uit elkaar, waardoor scheuren ontstaan en chloriden, zuurstof en water sneller tot bij de wapening geraken. Ook andere factoren dragen bij tot dit zelfversterkend effect. De vorming van zoutzuur naast roest zorgt ervoor dat het milieu aan de anode zuurder wordt en aan de kathode basischer. De kathode wordt dan nog meer beschermd en de aantasting van het staal vindt aan een hoge snelheid in de diepte plaats, eerder dan een uitbreiding langs het staaloppervlak, en is daarom zeer gevaarlijk.

3.5 Corrosievormen

Voorgaande toont dat corrosie kan optreden in verschillende vormen en dat de belangrijkste vorm van corrosie in het kader van dit onderzoek **putcorrosie** is, dat wordt veroorzaakt door de indringing van chloriden en de passiveringslaag slechts lokaal aantast. Algemeen genomen bepaalt de omgeving welke vorm van corrosie optreedt. Hierna worden enkele (andere) vormen van corrosie kort besproken. Voor meer informatie over de meest voorkomende vormen van corrosie wordt echter verwezen naar [20].

In tegenstelling tot putcorrosie, is **algemene corrosie** of **oppervlaktecorrosie** een min of meer gelijkmatige aantasting van het staaloppervlak. Het ontstaat bijvoorbeeld indien het beschermende milieu in het beton verdwijnt door carbonatatie. Indien de concentratie aan chloriden in het beton zeer hoog is, kan het staal op veel plaatsen aangetast worden en die plaatsen kunnen eventueel samensmelten. Dan spreekt men niet meer over putcorrosie, maar aanziet men deze vorm van corrosie als oppervlaktecorrosie. Oppervlaktecorrosie en putcorrosie zijn de belangrijkste corrosievormen in het kader van schademechanismen in beton. Daarnaast bestaan er nog andere vormen, die in meer specifieke gevallen voorkomen.

Galvanische corrosie of **bimetaalcorrosie** is het in oplossing gaan van het minst edele metaal in een verbinding tussen twee verschillende metalen. Tussen deze metalen bestaat er immers een elektrochemisch spanningsverschil, dat ervoor zorgt dat er een stroom gaat lopen waarbij het metaal met de meer edele potentiaal wordt beschermd en het metaal met de laagste potentiaal sneller in oplossing gaat. Om dit te verhinderen, mogen daarom enkel metalen met elkaar worden verbonden die qua potentiaal zo dicht mogelijk bij elkaar liggen. In enkele gevallen kan het echter nuttig zijn om galvanische corrosie uit te lokken. Het in oplossing gaan van een anode kan het metaal met de hoogste potentiaal beschermen. Dit is het principe van de kathodische bescherming van metalen met behulp van offeranodes. Kathodische bescherming wordt verder in 3.6.2 besproken.

Een andere vorm van corrosie is **spanningscorrosie**. Het treedt op onder het gecombineerd effect van trekspanningen in het metaal en een corrosief milieu. Men neemt aan dat spanningscorrosie ontstaat door het lokaal breken van de beschermende oxidehuid door optredende plastische vervormingen, zodat blank metaal aan de vloeistof wordt blootgesteld. Dit blanke, anodische materiaal gaat vervolgens in oplossing waardoor er corrosieputten ontstaan. De grootste spanningen treden op op de bodem van deze corrosieputten. Daar zullen de eerste scheurtjes ontstaan die ten slotte tot volledige breuk van het (voorspan)staal kunnen

leiden. [88] bestudeert de corrosie van voorspanstaal. Vroeger werd voorspanstaal afgekeurd indien het tekenen van putcorrosie vertoonde omdat de gevolgen van gecorrodeerd voorspanstaal zeer snel fataal kunnen zijn. Het CUR – rapport geeft echter aanbevelingen voor een toelaatbare hoeveelheid putcorrosie, bijvoorbeeld in de vorm van een maximale putdiepte. Aangezien in deze scriptie geen onderzoek wordt verricht op voorgespannen beton wordt deze vorm van corrosie niet verder belicht.

Dit geldt evenzeer voor de zogenaamde **actieve corrosie met lage potentiaal**. Indien zuurstof slechts zeer beperkt beschikbaar is, kan de kathodische stroom onvoldoende worden om de passiveringstoestand te behouden: het metaal oxideert in alkalisch milieu!

Spleetcorrosie treedt vaak op in nauwe openingen of spleten waarin zich water kan verzamelen. Als er in water bepaalde agressieve stoffen zijn opgelost die zich in de spleet concentreren, kan er zeer intensieve corrosie optreden. Verder wordt er ook minder zuurstof aangevoerd, waardoor de kathodische reactie en dus de vorming van hydroxylionen wordt afgeremd en het milieu nog zuurder wordt. Het metaal in de spleet werkt dan als anode, terwijl het metaal erbuiten zich als kathode gaat gedragen. Ook scheuren kunnen spleetcorrosie in de hand werken.

Plaatselijke corrosie ontstaat wanneer er sprake is van plaatselijk verschillende milieus. Voor meer informatie omtrent deze laatste twee vormen van corrosie wordt verwezen naar [84]. Ze worden in deze scriptie eveneens niet verder toegelicht.

3.6 Bescherming van het staal tegen corrosie

Het betonstaal beschermen tegen corrosie kan op verschillende manieren. De initiatieperiode en de propagatieperiode hebben elk hun eigen mechanismen die de duurzaamheid beïnvloeden. De preventiemethodes moeten daarom inspelen op één van beide of op beide periodes. Zo kan men ofwel de initiatie- en de propagatieperiode verlengen door de indringing van chloride – ionen, zuurstof en CO₂ af te remmen, ofwel de beschadigingen in de propagatieperiode in te dijken.

3.6.1 Traditionele beschermingsmiddelen

3.6.1.1 Inwerking op de initiatieperiode

In geval dat de chloriden werden ingemengd, is de initiatieperiode nul en is het staal van in het begin gedepasseerd. In geval chloriden indringen, kan de duur van de initiatieperiode worden verlengd indien men de aantasting van de passiveringslaag weet uit te stellen. In de initiatieperiode komt het er dus op aan de chloride – indringing te vertragen of in het beste geval te verhinderen. Zodoende dient men in te spelen op de invloedsfactoren van de chloride – indringing, waarvan de belangrijkste zijn:

- de betondekking
- de kwaliteit van deze dekking (permeabiliteit van het beton)
- het cement (hoeveelheid en samenstelling)
- de klimatologische omstandigheden
- de constructiedetails
- het chloridegehalte

Een voldoende betondekking op de wapening is opnieuw de dominerende factor. Om de initiatie uit te stellen, dient de wapening immers preferentieel buiten het carbonatie- en het vochtwisselingsgebied te liggen, wat het best kan worden gerealiseerd met een voldoende dekking. De nodige dekkingen zijn functie van het omgevende milieu: Tabel 1.5 en Tabel 1.6 tonen aan dat een agressiever milieu een grotere minimale betondekking vereist. De betondekkingen kunnen in realiteit een zekere spreiding vertonen, waardoor eventuele

voorgestelde betondekkingen steeds als gemiddelden dienen geïnterpreteerd te worden. Bij deze minimale betondekkingen wordt nog een tolerantie geteld. Deze tolerantie bedraagt [89]:

0 – 5 mm	in geval van geprefabriceerd beton
5 – 10 mm	in geval van gestort beton

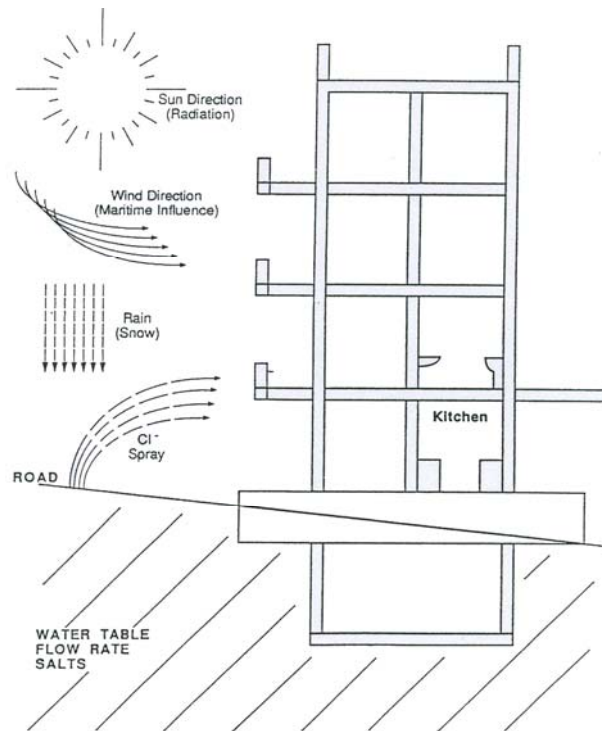
Zo bekomt men de nominale betondekking:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c \quad (3.24)$$

Niet alleen kwantiteit speelt een rol, ook de kwaliteit. Om de indringing van corrosie – initiërende stoffen zoals water, zuurstof, chloriden, CO₂ en lucht (dat 20% zuurstof en 0,03% CO₂ bevat) te beperken, dient de permeabiliteit van het beton laag te zijn. Een lage permeabiliteit kan worden bereikt door een goede verdichting en/of nabehandeling van het beton. De nabehandeling verhindert het voortijdig uitdrogen van het oppervlak. Zoniet zou het oppervlak poreus en permeabel blijven en de kans op corrosie aanzienlijk stijgen. Uit onderzoek is gebleken dat de initiatieduur lineair toeneemt met de nabehandelingsduur. Zowel het gebruik van een nabehandelingsproduct als een langere nabehandelingsduur verkleinen de diffusie doorheen het beton.

Naast de permeabiliteit kan ook de samenstelling van de dekking een belangrijke rol spelen in het beperken van de chloride – indringing. Zo zal hoogovencementbeton de indringing van chloriden vertragen door een hogere bindingscapaciteit, een hogere weerstand en nauwere poriën dan voor beton op basis van portlandcement. Binding van chloriden maken deze ionen onschadelijk ten aanzien van corrosie, zodat de factoren die de binding van chloriden bevorderen, eveneens de indringing ervan beperken. Hiervoor wordt verwezen naar 2.3.

Naast de betondekking zijn ook de klimatologische omstandigheden rond het beton een belangrijke invloedsfactor [83]. Deze zijn op hun beurt functie zijn van de constructie zelf, aangezien ze worden bepaald door de positie van de constructie ten opzichte van de overheersende windrichting, de zon en beschutting tegen neerslag, zoals wordt weergegeven in Figuur 3.6.



Figuur 3.6: klimatologische omstandigheden ifv de inplanting volgens [83]

Neerslag en de vochtigheid zijn hierbij bepalende factoren. Indien het beton verzadigd is met water kan enerzijds de aanvoer van zuurstof, maar ook van CO_2 en lucht immers worden beperkt. Op deze manier wordt de verandering van het milieu rond het beton onder invloed van CO_2 vertraagd en de initiatieperiode voor door carbonatatie geïnitieerde corrosie verlengt. Anderzijds betekent de verzadiging van de poriën met water een uitgelezen mogelijkheid voor chloriden om in het beton te dringen, omdat de chloriden enkel in oplossing door capillaire absorptie of diffusie in het beton worden opgenomen. Met water verzadigde poriën korten daarom de initiatieperiode voor door chloriden geïnitieerde corrosie in.

Een tweede omgevingsparameter is de temperatuur. Een hoge temperatuur draagt bij tot een snellere en diepere uitdroging van het beton, zodat het mogelijk opzuigingsgebied voor chloriden bij volgende benatting vergroot. Om de initiatieduur te beperken is een lagere omgevingstemperatuur daarom aangewezen.

Wind heeft enkel een onrechtstreekse invloed op de initiatieperiode. Bij jong beton zorgt het enkel voor een grotere vochtafgifte, bij verhard beton heeft de wind enkel invloed op de aanvoer van chloriden en CO_2 .

Algemeen gesteld dient de constructie zowel tijdens het ontwerp (inplanting in functie van de klimatologische omstandigheden) als tijdens de uitvoering (verdichting, nabehandeling) met

de grootste zorg te worden behandeld om chloridepenetratie te verhinderen of af te remmen om zo de initiatieperiode te verlengen.

3.6.1.2 *Inwerking op de propagatieperiode*

De levensduur van een element wordt naast de initiatieperiode, ook bepaald door de propagatieperiode. Deze periode omvat het eigenlijke corrosieproces. Verlengen van de propagatieperiode betekent het corrosieproces trager laten verlopen. De mogelijkheden daartoe werden reeds besproken in 3.2.

3.6.2 Niet – traditionele beschermingsmiddelen

De beschreven maatregelen zijn traditionele beschermingsmaatregelen tegen corrosie en hebben vooral de bedoeling de permeabiliteit van het beton te verlagen. Daarnaast bestaan ook een aantal niet – traditionele maatregelen zoals het gebruik van een niet – corroderende wapening (gegalvaniseerd of roestvast staal), bedekkingen van het metaal (epoxy, verf, waterdichte membranen), kathodische bescherming en het toevoegen van reactieve, minerale additieven aan de portlandcement matrix. Dit laatste werd onderzocht door [44, 61, 85, 90, 91, 92, 93]. Puzzolane toevoegingen zoals vliegas, silica fume en hoogovenslakken aan normaal portlandcementbeton (OPC: Ordinary Portland Cement) vernauwen de poriën door een reactie met het aanwezige calciumhydroxide. Zo verlaagt de permeabiliteit voor water en de erin opgeloste ionen, waardoor de transportsnelheid van de chloriden afneemt (verlengen van de initiatiefase) en de elektrische resistiviteit toeneemt (verlengen van de propagatiefase). Fijnere toevoegingen en/of hogere dosissen stimuleren de puzzolane reacties, op voorwaarde van voldoende verdichting en nabehandeling van het beton. Naast het gehalte en de fijnheid is het cementtype een derde invloedsfactor. De verhoging van de weerstand is immers kleiner bij hoogovencementbeton dan portlandcementbeton bij hetzelfde gehalte aan puzzolane toevoegingen. Dit wordt ondermeer veroorzaakt door het lager gehalte aan Ca(OH)_2 in hoogovencementbeton waarmee de toevoegingen kunnen reageren om de poriënstructuur verder te verdichten.

Kathodische bescherming van het staal werd reeds eerder aangehaald. Metalen met een lagere potentiaal worden verbonden met het te beschermen metaal. Door het optreden van galvanische corrosie gaat het metaal met de laagste potentiaal sneller in oplossing en wordt het andere metaal beschermd door de potentiaal ervan te verlagen. Deze verlaging zorgt

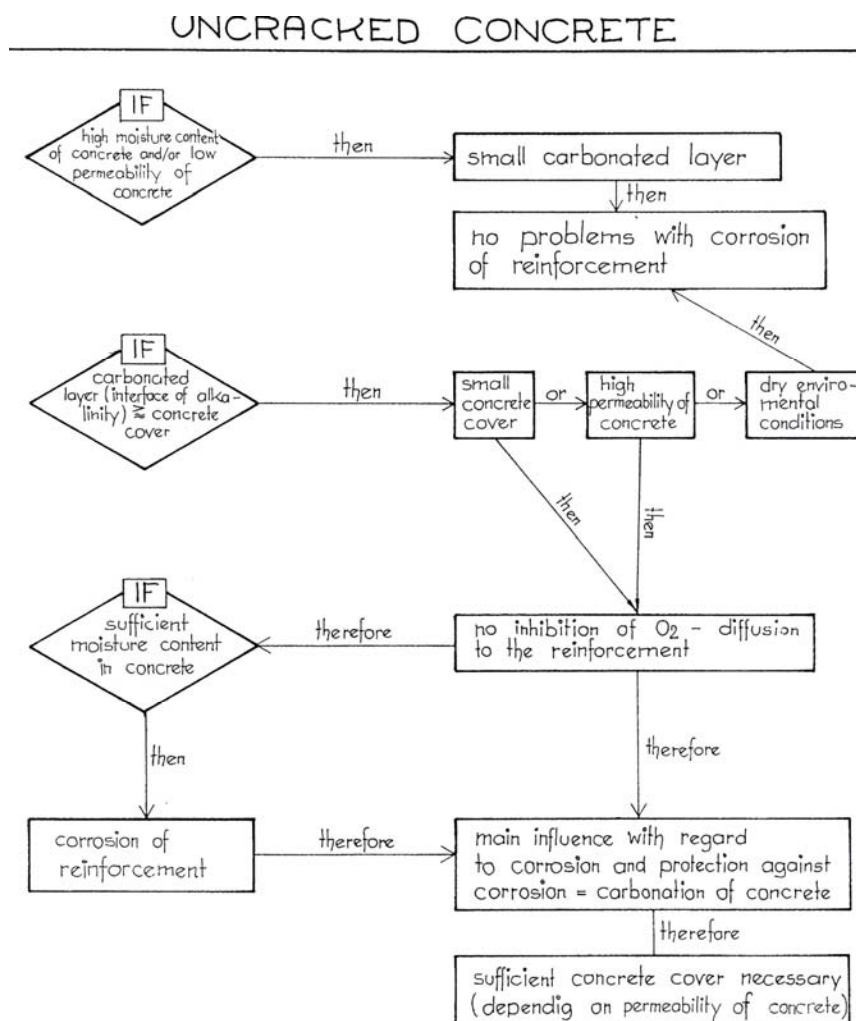
ervoor dat de snelheid van de anodische reactie van het beschermde metaal verwaarloosbaar wordt. Het toe te voegen metaal noemt men om deze reden een zelfopofferende anode of een offeranode. Dit is echter een relatief duur systeem zodat vaak de tweede methode wordt toegepast om de potentiaal van het metaal te verlagen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een inerte anode en een uitwendige stroombron die zoveel stroom in het metaal leidt, dat het staal zich als een kathode gedraagt over het gehele oppervlak en nergens anodes worden gevormd.

3.7 Besluit

Samengevat is corrosie een zeer complex gegeven omdat het functie is van een groot aantal factoren: het type en hoeveelheid cement, de hoeveelheid chloriden, de elektrolytweerstand, de anode/kathode – verhouding, de tijd, verdeling van de poriëngroottes, de totale porositeit, wisselingen in het vochtgehalte, klimatologische omstandigheden, eventuele carbonatatie, ...

In met water verzadigd beton is er een tekort aan zuurstof om het corrosieproces vlot te laten verlopen, in droog beton is er geen elektrolytoplossing. Nat – droog omstandigheden bij hoge temperaturen (tropische omgeving) zijn de beste omstandigheden voor de corrosiereactie. Men vindt deze terug in getijzones en op palen van offshore constructies.

In het schema van Figuur 3.7 worden de omstandigheden die kunnen leiden tot corrosie in ongescheurd beton samengevat.



Figuur 3.7: schematisering van elementen die aanleiding kunnen geven tot corrosie in ongescheurd beton [4]

BESLUIT:

CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON

Bij wijze van besluit worden aan het eind van deze literatuurstudie alle belangrijke elementen nog eens samengevat. Scheuren verhogen de permeabiliteit van beton en zorgen op die manier dat chloriden sneller tot bij de wapening geraken. Uit de literatuurstudie bleek dat er geen bijkomende effecten optreden door de aanwezigheid van scheuren dan deze snellere penetratie en initiatie van corrosie. Hoewel scheuren een zeer belangrijk element zijn in de duurzaamheid van constructies en door chloriden geïnitieerde corrosie één van de belangrijkste schadegevallen is in gescheurd beton, bleek uit de literatuurstudie eveneens dat deze chloridepenetratie in gescheurd beton nog niet veel werd onderzocht.

Beton was gedurende de vorige eeuw één van de meest gebruikte bouwmaterialen. Het materiaal wordt versterkt met staal om eventuele trekspanningen op te kunnen nemen. Dit wapeningsstaal kan corroderen in aanwezigheid van voldoende water en zuurstof. Het beton biedt echter een beschermende omgeving aan het wapeningsstaal. Door de hoge alkaliteit in het beton ontstaat een dunne ijzeroxidefilm op het staal: de ijzerionen reageren met de hydroxylionen en slaan neer op het staal. Deze passiveringslaag verhindert dat het ijzer verder kan oplossen: het corrosieproces wordt gestopt. Enkel externe invloeden kunnen deze passiveringslaag aantasten en ervoor zorgen dat het corrosieproces wordt heropgestart. Deze externe invloeden zijn de indringing van koolzuur (CO_2) en chloriden: men spreekt respectievelijk over door carbonatatie geïnitieerde corrosie en door chloriden geïnitieerde corrosie.

Deze scriptie bestudeert de indringing van chloriden. Door chloriden geïnitieerde corrosie is immers één van de belangrijkste schadegevallen in gewapend beton, vooral op brugdekken en in kustgebieden. De reparatie ervan vergt jaarlijks zeer veel geld en om deze kosten te beperken, zijn studies omtrent de indringing van chloriden hard nodig. Vooral scheuren lijken een ideale gelegenheid voor chloriden om in het beton te dringen, omdat ze de permeabiliteit van het beton verhogen en mogelijk een contactvlak creëren tussen het staal en corrosiebevorderende stoffen. Het grootste doel van deze thesis is de indringing van chloriden via scheuren te beschrijven. Er wordt geen rekening gehouden met eventuele ingemengde chloriden, die voortkomen uit granulaten, toevoegsels, mengwater, ...

De ingedrongen chloriden zijn afkomstig van dooizouten die op de wegen worden gestrooid of uit de zee. Er zijn verschillende transportmechanismen mogelijk die de chloriden dieper in het beton kunnen brengen. De belangrijkste zijn: capillaire opzuiging in onverzadigde delen van het beton, diffusie onder invloed van een concentratiegradiënt en elektrische migratie onder invloed van een elektrische potentiaal. Dit laatste mechanisme komt echter vooral voor in proefomstandigheden en minder in natuurlijke omstandigheden. Scheuren favoriseren de capillaire opzuiging en verhogen onder andere daarom het gehalte aan chloriden dat in het beton dringt. Dieper in het beton is diffusie het hoofdtransportmechanisme. In de modellering wordt daarom diffusie vaak, ook hier, als basis genomen (wetten van Fick).

Om de penetratie te verhinderen is het vooral van belang een voldoende grote en kwalitatieve betondekking te realiseren. Dit wil zeggen dat de permeabiliteit van de dekking laag dient te

zijn en het beton zo weinig mogelijk wijde scheuren mag bevatten. Scheuren met beperkte breedte kunnen verstoppert worden door de afzettingen van roestproducten, zodat de indringing langs deze weg toch wordt beperkt. Dit fenomeen wordt autogenous healing genoemd. Zo worden chloriden fysisch verhinderd om in het beton te dringen. Daarnaast kunnen chloriden ook chemisch verhinderd worden in het beton te dringen door de binding ervan met de calciumaluminaten in de cementmatrix waardoor Friedels zout wordt gevormd. Gebonden chloriden zijn ongevaarlijk ten aanzien van corrosie, de vrije chloriden die opgelost blijven in de poriënoplossing zijn in evenwicht met de gebonden chloriden en zijn wel gevaarlijk voor corrosie. Dit evenwicht is een dynamisch evenwicht en kan verbroken worden door een verhoging van de temperatuur en carbonatatie. Deze elementen maken de gebonden chloriden opnieuw vrij en doet een nieuw evenwicht ontstaan met een groter gehalte aan gevaarlijke, vrije chloriden. Zolang dit gehalte kleiner is dan “het kritisch gehalte”, is het gevaar op corrosie nog altijd relatief klein.

Het kritisch gehalte staat tussen aanhalingstekens, omdat een universeel kritisch gehalte, dat in alle omstandigheden geldt, niet bestaat. Dit kritisch chloridegehalte hangt ten eerste af van het gebruiksdomein. De gevolgen van corrosie bij voorgespannen beton zijn bijvoorbeeld ernstiger dan in geval van ongewapend beton en kunnen zelfs fataal zijn. Daarom zal in geval van voorgespannen het toelaatbaar gehalte kleiner zijn. Ten tweede hangt het kritisch gehalte af van de plaats van de wapening. Hoe kleiner de betondekking, hoe groter de kans dat de wapening in de gecarbonateerde zone en/of in de zone dat onderhevig is aan vochtwisselingen ligt. De voor corrosie nodige elementen zuurstof en water zijn dan sneller in voldoende mate aanwezig om deze corrosie te initiëren en het kritisch gehalte aan chloriden zal daarom lager zijn. Ten slotte kunnen ook scheuren een invloed hebben op het kritisch chloridegehalte.

Uiteindelijk kan worden gesteld dat de chloridepenetratie afhankelijk is van de betonkwaliteit of permeabiliteit en de bindingscapaciteit van het beton. Daarnaast zijn er zeer veel factoren die deze twee parameters beïnvloeden, zoals de aanwezigheid van blending agents, het cementgehalte, de W/C – factor, het gehalte aan C_3A mineralen die de bindingscapaciteit deels bepalen, ...

DEEL 2:

EXPERIMENTELE STUDIE CHLORIDEPENETRATIE IN GESCHEURD BETON

HOOFDSTUK 1:

INLEIDENDE BESCHOUWINGEN ROND HET ONDERZOEK

Na een uitgebreide omschrijving van de momenteel gangbare theorieën omtrent chloridepenetratie in (gescheurd) beton, wordt in dit tweede deel van het rapport het experimenteel onderzoek besproken dat in het kader van deze thesis werd uitgevoerd. Dit eerste hoofdstuk bevat de inleidende beschouwingen rond het onderzoek. Zo wordt vooreerst de nood aan onderzoek nog eens beklemtoond, wat reeds met cijfergegevens werd aangetoond in de inleiding van deze thesis dat het kader beschreef waarin de scriptie gesitueerd dient te worden. Verder worden ook de gevolgde stappen in dit rapport samengevat.

1.1 Nood aan onderzoek?

Zoals uit de literatuurstudie bleek, verhogen scheuren de permeabiliteit van beton voor water en erin opgeloste ionen op voorwaarde dat ze voldoende breed zijn. Dat de invloed van deze scheuren belangrijk kan zijn, wordt aangegeven in [37]. Volgens dit artikel is de gewenste levensduur van nieuw ontworpen constructies tussen de 50 en 100 jaar. Indien er zich scheuren in de proefstukken manifesteren, daalt de levensduur in koude gebieden tot ongeveer 34 jaar (tussen 16 en 40 jaar), in warme gebieden zelfs tot 16 jaar (tussen 5 en 22 jaar). Herstelling van de schade door chloridepenetratie kost de maatschappij zeer veel geld, zoals in de inleiding reeds werd besproken. Hoewel de belangrijke reductie van de levensduur van constructies door scheuren en de enorme kosten die ermee gepaard gaan, werd nog maar relatief weinig onderzoek gewijd aan dit thema.

Het doel van het onderzoek is daarom te bepalen wat de precieze invloed is van scheuren op chloridepenetratie. Daartoe worden proefstukken met verschillende scheurbreedtes en –dieptes getest op chloridepenetratie. De opgemeten chlorideprofielen worden uiteindelijk gelinkt aan de karakteristieken van de scheur, via de met deze profielen berekende diffusiecoëfficiënten.

1.2 Structuur van het rapport

De eerste hoofdstukken zijn theoretische hoofdstukken die aan de hand van een literatuurstudie trachten de meest geschikte methode te achterhalen om gescheurde proefstukken te testen op chloridepenetratie. Zo wordt in een eerste hoofdstuk op zoek gegaan naar de gepaste proefmethode om de proefstukken te testen op chloridepenetratie. Er wordt een overzicht gegeven van de gangbare methodes, waaruit één proefopstelling wordt weerhouden. In het hoofdstuk ‘Scheurinitiatie’ wordt nagegaan op welke manier de scheuren kunnen worden geïnitieerd. Opnieuw wordt de beste manier, in het kader van deze thesis, weerhouden. Eens deze beslissingen zijn genomen, behandelt het derde hoofdstuk de daaruit volgende testprocedure en de gebruikte cementsamenstellingen. De resultaten van dit onderzoek worden in een volgend hoofdstuk samengevat en besproken. Ten slotte vat het laatste hoofdstuk de concluderende opmerkingen samen en worden aanbevelingen gegeven voor verder onderzoek.

HOOFDSTUK 2:

OVERZICHT VAN DE PROEFMETHODES

De penetratie van chloriden kan worden gemeten aan de hand van een aantal standaard proefmethodes. In dit hoofdstuk worden enkele van deze proeven besproken. De bedoeling is om aan de hand van de verworven kennis te beslissen welke methodes in aanmerking komen voor dit onderzoek.

In het onderstaande wordt de indeling van de methodes gerespecteerd zoals deze vaak werd teruggevonden in de literatuur. Zo wordt onderscheid gemaakt tussen lange en korte duur proeven en andere proefmethodes. Voor elke klasse worden de belangrijkste methodes en hun karakteristieken beschreven. Zo worden eerst de conventionele proeven besproken, die een simulatie zijn van het natuurlijke, maar trage transport van chloriden in beton. Daarna wordt een overzicht gegeven van de korte duur proeven. Hierbij wordt de penetratie van chloriden versneld door middel van een uitwendig elektrisch veld, een drukgradiënt, een geconcentreerde chloridenoplossing of een verhoogde temperatuur. Het kunstmatig versnellen van het penetratieproces is in een zeer groot aantal gevallen noodzakelijk om binnen een bepaalde tijdsspanne voldoende resultaten te boeken, zodat de meeste proeven in laboratoriumomstandigheden korte duur proeven zijn. Ten slotte worden er nog enkele andere proeven genoemd die zich niet laten schikken in één van voorgaande klassen.

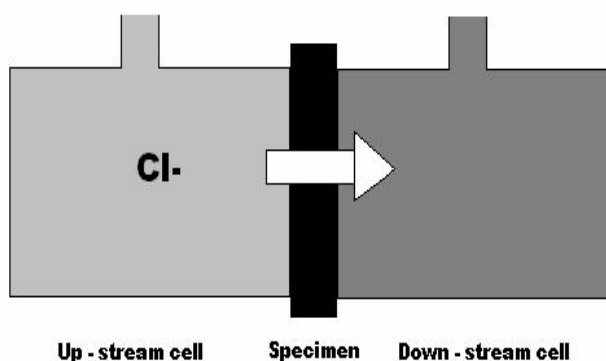
2.1 Conventionele proeven

2.1.1 Diffusion cell

Een dun proefstuk scheidt twee cellen volgens Figuur 2.1. De opwaartse cel bevat chloride – ionen. In een zeker tijdsinterval wordt de stijgende concentratie van de chloride – ionen in de afwaartse cel gemeten. Deze ionen zijn op natuurlijke wijze door het proefstuk gediffundeerd. De diffusiecoëfficiënt wordt berekend volgens de eerste wet van Fick, in de veronderstelling dat de steady state toestand werd bereikt, met (2.1). Het kan echter, afhankelijk van de dikte van het monster, weken tot maanden duren voordat deze toestand is bereikt.

$$D_{ss} = J_{concrete} \cdot \frac{L}{c_0 - c_1} = \frac{V_{cell1} \cdot \Delta c_1}{A_{concrete} \cdot \Delta t} \cdot \frac{L}{c_0 - c_1} \quad (2.1)$$

met	D_{ss}	$[m^2/s]$	diffusiecoëfficiënt in geval van steady state diffusie
	$J_{concrete}$	$[kg/(m^2.s)]$	flux van de chloride – ionen doorheen het beton
	L	$[m]$	dikte van het proefstuk
	c_0	$[kg_{Cl}/m^3_{oplossing}]$	chlorideconcentratie in de opwaartse cel
	c_1	$[kg_{Cl}/m^3_{oplossing}]$	chlorideconcentratie in de afwaartse cel
	V_{cell1}	$[m^3]$	volume in de afwaartse cel
	$A_{concrete}$	$[m^2]$	doorsnede waar de chloriden doorheen vloeien

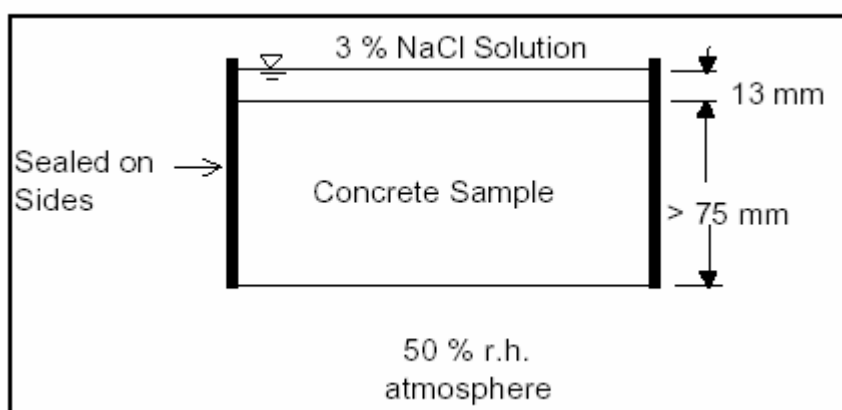


Figuur 2.1: Diffusie cel volgens Tang [38]

De scheiding tussen de twee cellen is zeer belangrijk. De chloride – ionen mogen op geen enkele andere manier dan door diffusie naar de afwaartse cel worden getransporteerd [38].

2.1.2 Salt Ponding Test (AASHTO T259)

Drie proefstukken van ten minste 75 mm dik worden gedurende 14 dagen bevochtigd en daarna gedurende 28 dagen bewaard in een geklimatiseerd lokaal, bijvoorbeeld op $20 \pm 2^\circ\text{C}$ en met een relatieve vochtigheidsgraad groter dan 90%. Twee zijden van elk proefstuk worden daarna afgeschermd van de omgeving, de boven- en onderkant blijft in contact met de omgeving, zoals in Figuur 2.2. De bovenkant van elk element wordt gedurende 90 dagen in een 3% NaCl oplossing bewaard, de onderkant blijft blootgesteld aan de omstandigheden die gelden in het geklimatiseerd lokaal [31, 38, 39].



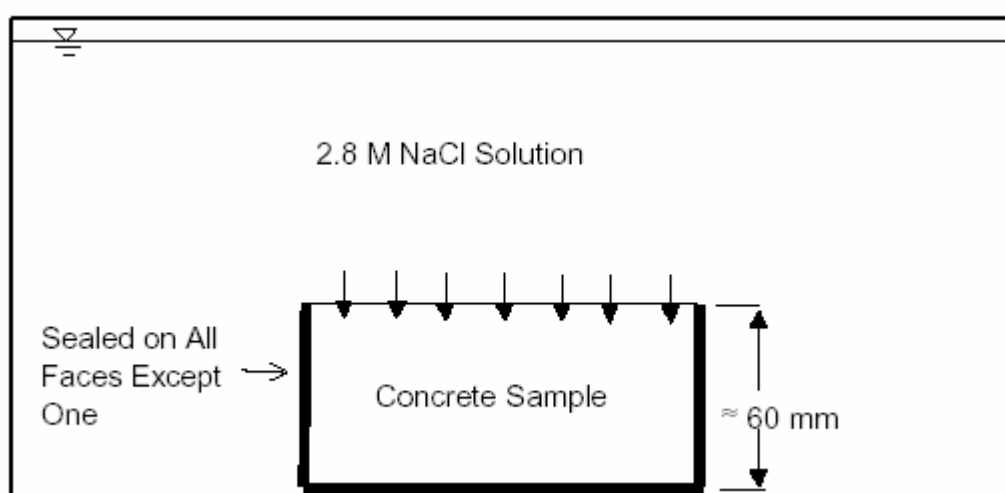
Figuur 2.2: Proefopstelling Salt Ponding Test [39]

Het chloridegehalte wordt daarna in elk schijfje van 1,27 cm (0,5 inch) bepaald. Eén van de nadelen van deze methode is dat het gemiddelde chloridegehalte van elk schijfje wordt bepaald en niet de werkelijke variatie van de concentratie chloriden over deze 1,27 cm. Verder zijn de bekomen chlorideprofielen niet alleen functie van de diffusie over elk proefstuk. Er dient ook rekening te worden gehouden met een gedeelte absorptie aangezien elk proefstuk eerst 28 dagen wordt gedroogd. Naast diffusie en absorptie worden de chloriden ook doorheen het beton getransporteerd door wick action.

De 3 processen kunnen tegelijkertijd aanwezig zijn. Door de relatief korte testperiode, in vergelijking met de levensduur, wordt teveel nadruk gelegd op de processen die zich in de beginperiode manifesteren: de absorptie en in mindere mate het wicking effect. De test geeft echter het relatieve belang van de verschillende transportprocessen niet.

2.1.3 Bulk Diffusion Test (NT BUILD 443)

In de Bulk Diffusion Test wordt het proefstuk eveneens permanent ondergedompeld in een chloridehoudende oplossing. In tegenstelling tot de Salt Ponding Test echter, gebeurt het transport van chloriden enkel door diffusie. Het absorptieproces wordt uitgeschakeld door het proefstuk te verzadigen met water verzadigd met $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (E.: limewater) in plaats van het proefstuk te drogen gedurende 28 dagen. Ook de onderkant van het proefstuk wordt in deze opstelling afgesloten, zodat enkel de bovenkant open blijft: deze wordt gedurende 35 tot 90 dagen blootgesteld aan een 2,8 M NaCl oplossing [31, 38, 39]. De proefopstelling wordt afgebeeld in Figuur 2.3.



Figuur 2.3: Proefopstelling Bulk Diffusion Test [39]

Om het chlorideprofiel op te stellen, wordt het proefstuk om de 0,5 mm tot stof vermalen. Het chloridegehalte van dit poeder wordt telkens bepaald aan de hand van een chemische analyse. De diffusiecoëfficiënt wordt constant ondersteld zodat deze iteratief kan bepaald worden, tot

$$c(x,t) = c_i + (c_s - c_i) \cdot \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{nss} \cdot t}} \right) \quad (2.2)$$

met	c_s	$[\text{kgCl}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}]$	chlorideconcentratie aan het oppervlak van het beton (c_s wordt constant ondersteld)
	c_i	$[\text{kgCl}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}]$	initiële chlorideconcentratie in het beton
	D_{nss}	$[\text{m}^2/\text{s}]$	diffusiecoëfficiënt in geval van niet – stationaire diffusie hetzelfde verloop kent als het bekomen chlorideprofiel.

Deze vergelijking onderstelt dat er een initiële chlorideconcentratie aanwezig is in het beton, c_i . Indien er aanvankelijk geen chloriden in het beton aanwezig zijn, herleidt deze functie zich tot:

$$c(x,t) = c_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{nss} \cdot t}} \right) \right) \quad (2.3)$$

(2.2) en (2.3) zijn beide oplossingen van de tweede wet van Fick, die geldt voor non-steady state diffusie:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{D_0}{\left(1 + \frac{\partial c_b}{\partial c_f} \right)} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} = D_{nss} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.4)$$

met	c_b	$[\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}]$	concentratie van de gebonden chloriden
	c_f	$[\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{m}^3_{\text{oplossing}}]$	concentratie van de vrije chloriden
	D_0	$[\text{m}^2/\text{s}]$	intrinsieke diffusiecoëfficiënt

De curve – fitting gebeurt in de onderstelling dat er geen chloride binding is, of dat de gebonden en vrije chloriden een lineair verloop kennen, met de curve gaande door de oorsprong zoals het verband dat werd voorgesteld door Tuutti:

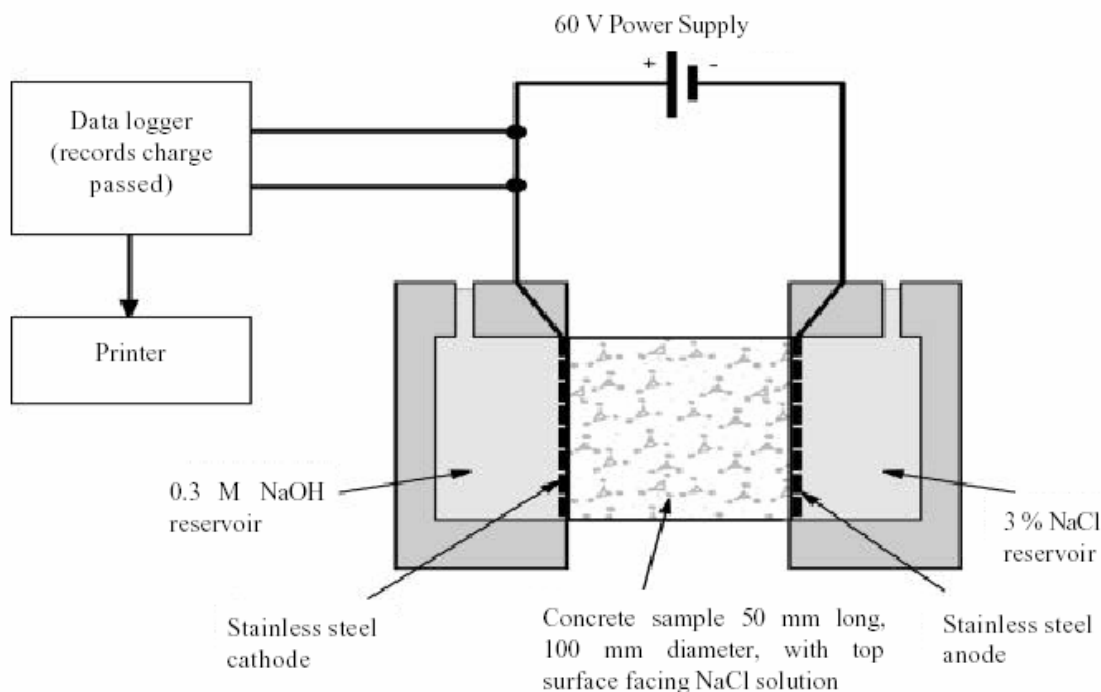
$$c_b = \alpha \cdot c_f \quad (2.5)$$

Deze onderstelling vloeit voort uit het constant onderstellen van de diffusiecoëfficiënt zodat per test slechts één diffusiecoëfficiënt hoeft berekend te worden. Zoals blijkt uit (2.4) is D_{nss} inderdaad constant, indien het gebonden chloridegehalte c_b gelijk is aan 0 of als de gebonden en vrije chloriden een lineair verloop kennen.

2.2 Korte duur proeven

2.2.1 Rapid Chloride Permeability Test (RCPT) / Coulomb Test (AASHTO T277)

De Coulomb test werd ontwikkeld eind jaren 70, begin jaren 80 door de FHWA. In 1993 werd een hernieuwde standaard uitgegeven: AASHTO C1202. De proef maakt gebruik van een gelijkaardige proefopstelling als een diffusion cell test, waarbij de chloride – ionen van de opwaartse cel met een 3% NaCl oplossing naar de afwaartse cel met een 0,3 M NaOH oplossing kunnen penetreren doorheen het proefstuk (Figuur 2.4) [31, 38, 39].



Figuur 2.4: Proefopstelling RCPT [39]

Het grote verschil met de diffusion cell test bestaat erin dat er een potentiaal van 60 V wordt aangelegd over het proefstuk met als doel het penetratieproces van de chloride – ionen te versnellen met behulp van een uitwendig elektrisch veld.

De Coulomb test geeft als resultaat de totale lading die gedurende 6 uur doorheen het proefstuk gaat. Deze totale lading is echter niet noodzakelijk gelijk aan het aantal chloride – ionen dat doorheen het proefstuk gaat in deze tijdsspanne. Het is mogelijk dat de chloride – ionen zelfs nog niet doorheen het volledige proefstuk zijn gepenetreerd in het geval van beton

van hoge kwaliteit. Met behulp van Tabel 2.1 wordt de totale, gepasseerde lading gelinkt aan de permeabiliteit van het beton voor chloride – ionen.

Tabel 2.1: permeabiliteit van het beton in functie van de totale gepasseerde lading [39]

Charge Passed (coulombs)	Chloride Ion Penetrability
> 4,000	High
2,000-4,000	Moderate
1,000-2,000	Low
100-1,000	Very Low
< 100	Negligible

De Coulomb test is dus eerder een onderzoek naar de geleidbaarheid van het beton, eerder dan een test over de eigenschappen van het beton omtrent het transport van chloride – ionen.

Een tweede nadeel van deze proef is dat het gebruik van een hoog voltage aanleiding kan geven tot opwarming. Deze opwarming leidt op zijn beurt tot een verhoging van de stroom. Op fysisch vlak zorgt opwarming immers voor thermische vibraties van de chloride – ionen waardoor er minder chloriden zullen gebonden worden en er meer in oplossing zullen blijven, wat inderdaad resulteert in een verhoging van de stroom. Ook op chemisch gebied heeft de temperatuursstijging een invloed. Het in de poriën gevormde Friedels zout lost op onder invloed van de hogere temperatuur, wat eveneens resulteert in meer vrije chloride – ionen. De verhoging van de stroom zorgt voor een verdere verhoging van de temperatuur, zodat een zelfversterkend proces ontstaat. Daarom geeft een te hoog voltage van het uitwendig elektrisch veld een vertekend beeld van de doorlaatbaarheid van het beton voor chloride – ionen.

Een derde nadeel is de invloed van eventuele geleidende materialen in het beton. De stroom zal eerder door de geleidende materialen gedragen worden dan door de chloride – ionen. Deze ionen zullen minder ver in het beton kunnen doordringen omdat ze onderhevig zijn aan een kleinere potentiaalgradiënt. Het gebruik van een elektrisch veld verliest hierdoor een groot deel van zijn nut. Om deze reden wordt het testen van beton gewapend met stalen staven afgeraden.

Heel wat auteurs menen dat deze AASHTO test door de vele nadelen die hierboven werden opgesomd, tot onbetrouwbare resultaten leidt.

2.2.2 PD Index Test (NT BUILD 355)

Ook in deze test wordt een gelijkaardige proefopstelling gebruikt. Het versnellen van het penetratieproces gebeurt eveneens met een elektrisch veld. Het aangewende voltage bedraagt nu slechts 12 V, zodat de problemen met opwarming zoveel mogelijk worden vermeden. Een lagere spanning betekent dan wel dat het beton langer zal moeten getest worden om dezelfde penetratiedieptes te verkrijgen als in de RCPT. In dit geval is de testduur een maand. Nu zijn het wel degelijk de chloride – ionen die doorheen het proefstuk moeten penetreren. De opwaartse cel bevat een 5% NaCl oplossing, de afwaartse cel een 0,3 N NaOH oplossing. De stroming tussen deze twee cellen, gescheiden door het betonproefstuk, wordt gemonitord tot een steady state toestand wordt bereikt: de PD Index Test is een steady state migratie test [31, 38]. De diffusiecoëfficiënt wordt daarom berekend op basis van de eerste wet van Fick. Men spreekt van een potentiële diffusiecoëfficiënt (“PD index”) omdat de proefomstandigheden niet volledig overeenkomen met de natuurlijke omstandigheden.

$$D_p = \frac{V_{cell1} \cdot \Delta c_1}{A_{concrete} \cdot \Delta t} \cdot \frac{L}{c_0 - c_1} \quad (2.6)$$

Deze vergelijking werd later aangepast in navolging van de ontwikkeling in de migratie theorie. Zo krijgen we:

$$D_{ssm} = \frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U c_0} \cdot \frac{V_{cell1} \cdot \Delta c_1}{A_{concrete} \cdot \Delta t} \quad (2.7)$$

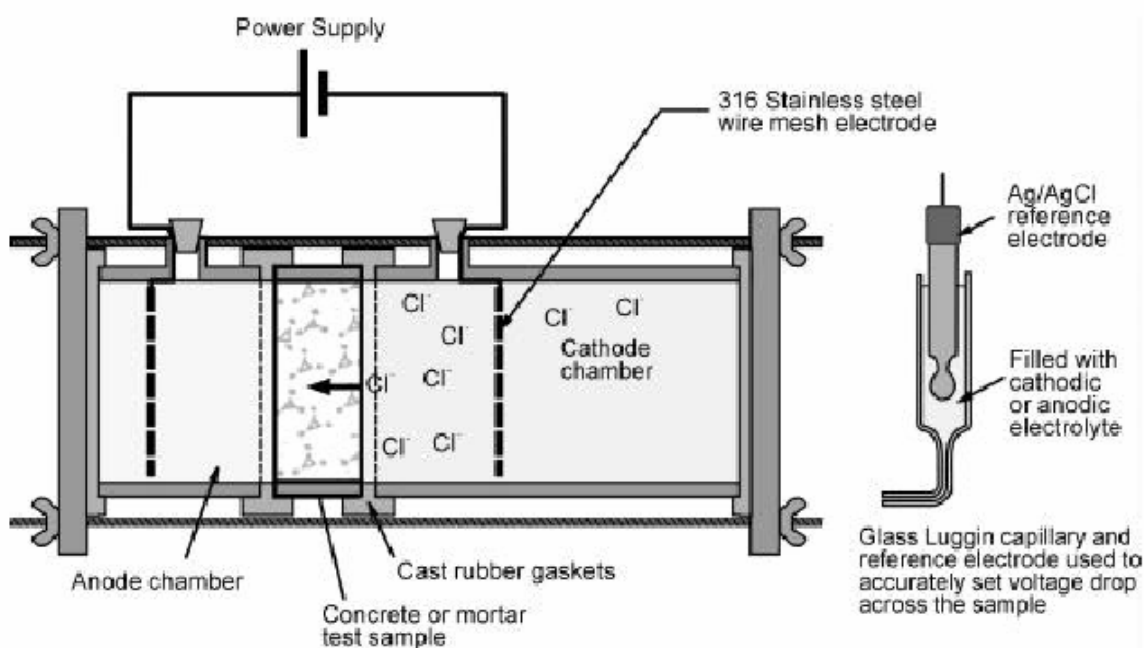
met	R	[J/(mol.K)]	universele gasconstante, $R = 8,314 \text{ J/(K.mol)}$
	F	[J/(mol.V)]	constante van Faraday, $F = 9,648 \times 10^4 \text{ J/(V.mol)}$
	T	[K]	temperatuur
	U	[V]	aangelegde spanning over het proefstuk
	z	[-]	valentie van ionen, voor chloriden: $z = -1$
	D_{ssm}	[m ² /s]	diffusiecoëfficiënt in geval van steady state migratie

Indien men rekening houdt met het feit dat de bekomen diffusie-index slechts een benadering is, kan deze methode worden weerhouden.

2.2.3 Elektrische Migratie

Bij elektrische migratie proeven treedt eveneens enkel migratie van chloride – ionen onder invloed van een elektrisch veld op als transportmechanisme. De proefopstelling volgt de klassieke opvatting. Een betonnen proefstuk scheidt twee kamers waarin zich langs de ene kant een chloridehoudende oplossing bevindt en langs de andere kant gedistilleerd water of water verzadigd met $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (E.: limewater) [31, 39]. Een voorstelling van deze proefopstelling wordt in Figuur 2.5 weergegeven.

Het penetratieproces van de chloride – ionen wordt opnieuw versneld door middel van een uitwendig elektrisch veld. De aangelegde spanning bedraagt slechts 10 à 12 V om problemen met opwarming te voorkomen. De duur van de proef bedraagt hierdoor enkele dagen.



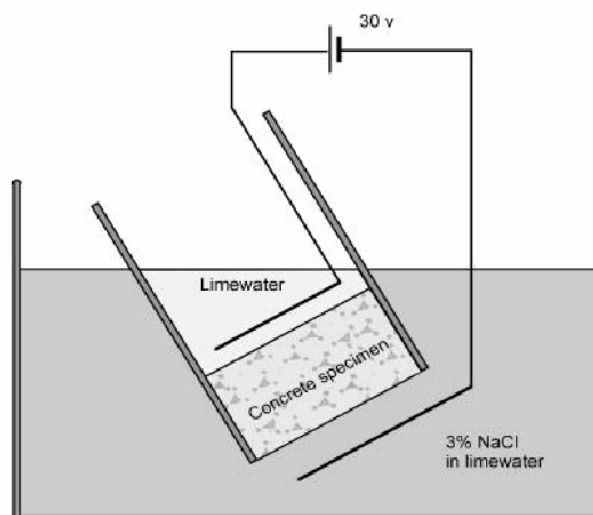
Figuur 2.5: Proefopstelling elektrische migratie cel [39]

In tegenstelling tot de RCPT wordt in deze proef ofwel de flux aan chloride – ionen doorheen het proefstuk, ofwel de concentratie van de chloride – ionen in de anodecel gemeten. Het probleem van de geleidende materialen die het systeem mogelijk kunnen kortsluiten, blijft bestaan. De diffusiecoëfficiënt wordt opnieuw bepaald aan de hand van de vergelijking van Nernst – Planck.

2.2.4 CTH proef (NT BUILD 492)

Veruit de bekendste proef is de CTH proef, waarvan een opstelling in het laboratorium Magnel beschikbaar is. Deze test is ook bekend onder de naam migratietest van Tang [31, 38, 39]. Het is namelijk een variatie op de normale migratiecel, die echter zo belangrijk is dat het een aparte vermelding verdient. Het is een zeer eenvoudige proef, zowel wat betreft de opstelling, de meting als de berekening. Verder duurt de test niet lang in vergelijking met andere proeven. De versnelling van de chloride – indringing gebeurt hier door het aanleggen van een elektrisch veld.

Drie cilindrische kernen met diameter 100 mm en hoogte 50 mm worden vacuüm verzadigd met een verzadigde Ca(OH)_2 oplossing. Daarna worden ze in omhulsels gevat. Deze omhulsels verhinderen dat chloriden in de kernen zouden dringen langs hun opstaande randen. Zo gebeurt de indringing slechts langs één zijde. Op de kernen wordt er 300 ml van een 0,3 N NaOH oplossing gegoten. Dit is de anolytische oplossing. Dit geheel wordt vervolgens onder een bepaalde hoek in een bad van 10% NaCl oplossing, de katholytische oplossing, geplaatst. Het geheel staat schuin opgesteld in het bad om de accumulatie van kleine luchtbelletjes door de kathodische reactie te vermijden. Over de kern wordt ten slotte een elektrisch veld aangelegd. Migratie van chloriden kan nu versneld plaatsvinden doorheen de kern. De opstelling wordt weergegeven in Figuur 2.6.



Figuur 2.6: Proefopstelling CTH test [39]

Volgens de norm dienen ongescheurde kernen 24 u te worden beproefd. In gescheurd beton zullen de chloriden veel sneller in het beton dringen en loopt men het risico dat het proefstuk

na 24 u over de volledige dikte met chloriden zal zijn gecontamineerd. Uit eerdere experimenten bleek dat na 24 u de stroomsterkte inderdaad sterk was toegenomen en doorslag was opgetreden. Dit betekent dat de chloriden in de buurt van de scheur over de volledige dikte van het proefstuk waren ingedrongen. Daar reageerden de chloriden met het metaal uit de elektrodes, waardoor de elektrodes gingen corroderen. Daarom wordt de proefduur beperkt en dient de diffusiecoëfficiënt te worden verschaald om rekening te houden met deze gereduceerde proefduur. Na de proef worden de kernen uit het toestel genomen en worden ze gespleten. De indringdiepte wordt gemeten aan de hand van de kleuromslag die wordt vastgesteld na het besprenkelen van het proefstuk met 0,1 M zilvernitraat. Op plaatsen waar chloride – ionen aanwezig zijn, binden deze met het zilver waardoor witte kristallen AgCl precipiteren en een witte kleur veroorzaken. Op plaatsen waar de chloride – ionen nog niet zijn doorgedrongen, bindt het zilver met de hydroxylionen in het beton tot Ag₂O en ontstaat een bruine kleur. Uit experimenteel onderzoek is volgens [9] gebleken dat de kleuromslaggrens zich situeert bij een vrije chlorideconcentratie van 0,15%, uitgedrukt ten opzichte van de cementmassa en zowel voor cementpasta, mortel als beton. Het gemiddelde van zeven gemeten indringdiepten wordt genoteerd als x_d .

Uit deze penetratiediepte kan de non-steady state diffusiecoëfficiënt worden berekend met:

$$D_{nssm} = \frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad (2.8)$$

$$\text{met } \alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E}} \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0} \right) \quad (2.9)$$

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad (2.10)$$

waarin:	c_d	[N]	chlorideconcentratie bij kleuromslag: $c_d = 0,07$ N voor beton op basis van portlandcement
	c_0	[N]	chlorideconcentratie in de katholytische oplossing $c_0 = 2$ N
	x_d	[m]	gemiddelde penetratiediepte
	T	[K]	gemiddelde van begin- en eindtemperatuur in de analytische oplossing
	t	[s]	testduur

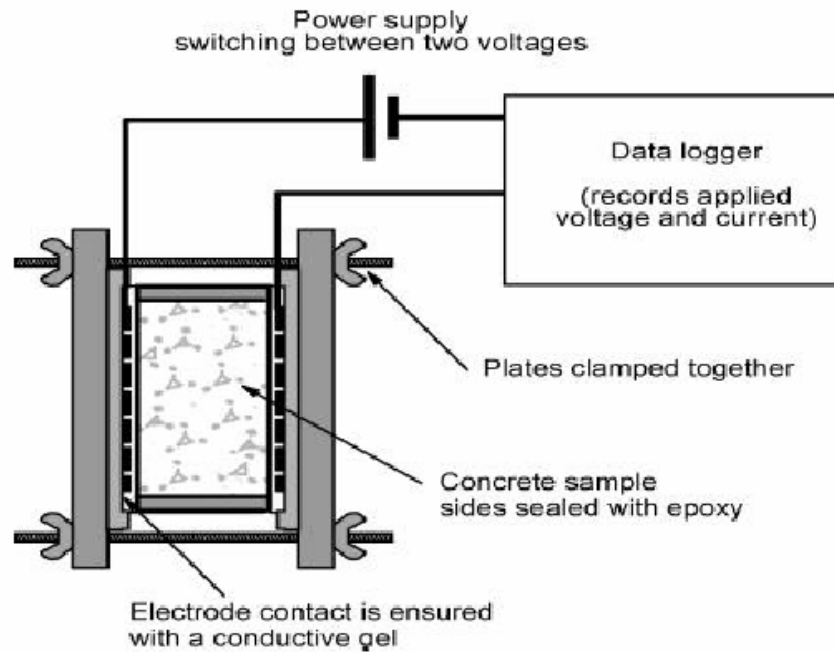
die in Bijlage B wordt afgeleid. Merk op dat in dit geval de chlorideconcentratie aan het oppervlak, c_s , gelijk wordt genomen aan de concentratie in de katholytische oplossing, c_0 . E is het elektrische veld, uitgedrukt in V/m. Om rekening te houden met de spanningsval die optreedt tussen de elektroden en het oppervlak van het proefstuk, wordt 2 V van de uitwendig aangelegde potentiaal afgetrokken.

Omdat ook in deze proef gebruik wordt gemaakt van een uitwendig elektrisch veld om het penetratieproces te versnellen, blijft het nadeel van de geleidende materialen bestaan, zoals hierboven werd voorgesteld.

2.2.5 Resistiviteit

De resistiviteit van een proefstuk is zijn elektrische weerstand, het omgekeerde van de geleidbaarheid. De resistiviteit wordt gemeten aan de hand van een proefopstelling bestaande uit een proefstuk tussen twee elektroden, zoals in Figuur 2.7. Er kan zowel een wisselstroom als een gelijkstroom op de elektroden aangebracht worden. De weerstand van het proefstuk wordt gemeten aan de hand van de stroom die zich in het beton manifesteert [31, 39].

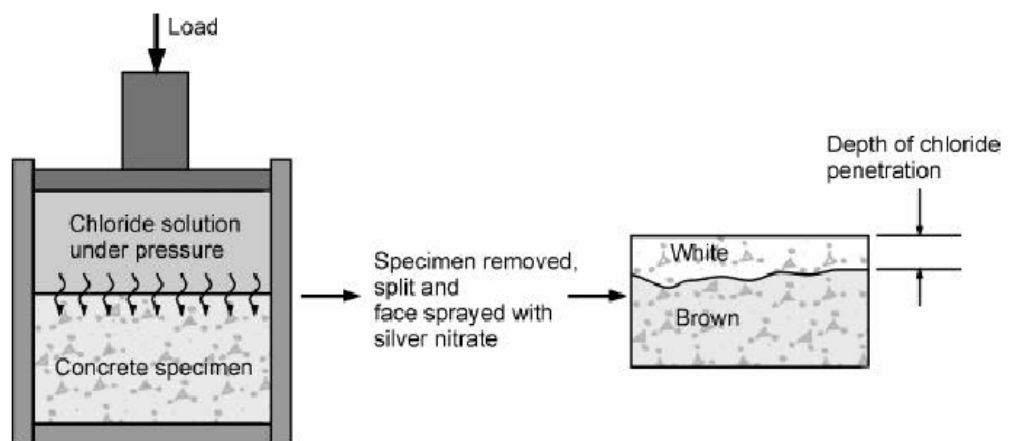
Het grote voordeel van deze proeven is de zeer korte duur en dat de resistiviteit zowel in laboratoriumomstandigheden als in situ kan gemeten worden. In de laatste situatie maakt men gebruik van de Wenner array probe, waarvan het principe wordt uitgelegd in [39]. Verder bedragen de spanningen die worden aangelegd maximaal 10 V, waardoor het probleem van de opwarming wordt vermeden. Dit wordt ook vermeden door de korte tijdsspanne waarin de proef wordt uitgevoerd.



Figuur 2.7: Proefopstelling voor de bepaling van de resistiviteit [39]

2.2.6 Drukgradiënt

Een andere mogelijkheid om het penetratieproces van de chloride – ionen te versnellen, bestaat erin een drukgradiënt aan te brengen over het beton, in plaats van een elektrisch veld. Zo wordt het gevaar voor kortsluiting over het proefstuk uitgesloten. De katholytische oplossing aan de opwaartse kant van het proefstuk staat onder druk (Figuur 2.8). Zo worden de chloriden doorheen het beton getransporteerd door convectie en diffusie.



Figuur 2.8: Proefopstelling voor de penetratie onder drukgradiënt [39]

De proef bestaat uit een proefstuk, verzadigd met water, dat langs drie zijden wordt afgesloten van de omgeving. Op de bovenzijde wordt een chloridehoudende oplossing aangebracht, waarna een druk wordt opgelegd. Na een bepaalde proefduur wordt het proefstuk uit de cel verwijderd en getest op chloridepenetratie. Dit gebeurt aan de hand van de colorimetrische methode met zilvernitraat. Een witte kleuromslag toont de aanwezigheid van chloriden aan, zoals op Figuur 2.8 wordt getoond. Zo bekomt men het chlorideprofiel [31, 39].

De vergelijking waaraan de variatie van de concentratie van de chloride – ionen voldoet, luidt:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \bar{v} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2.11)$$

met $\bar{v} = -\frac{k}{\varphi} \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$ [m/s] gemiddelde stroomsnelheid

k [m/s] doorlaatbaarheidscoëfficiënt

φ [-] porositeit

h [m] drukhoogte

Deze vergelijking heeft als oplossing

$$\frac{c(x,t)}{c_s} = 0,5 \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x - \bar{v} \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) + \exp \left(\frac{\bar{v} \cdot x}{D} \right) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + \bar{v} \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (2.12)$$

Door curve – fitting met het opgestelde chlorideprofiel wordt de diffusiecoëfficiënt uit deze vergelijking bepaald.

2.3 *Andere proefmethodes*

De meeste proefmethodes ter bepaling van de indringing van chloriden in beton die getabelleerd staan onder de noemer “andere proefmethodes”, maken gebruik van andere stoffen dan chloriden. Zo wordt een analogie opgesteld tussen de diffusie van chloride – ionen doorheen het beton en de diffusie van andere stoffen. Diffusieproeven op deze stoffen worden uitgevoerd en daaruit worden diffusiecoëfficiënten voor chloride – ionen afgeleid. Hieronder worden twee dergelijke proeven behandeld.

Een in de literatuur vermelde proefmethode ter bepaling van de indringing onder invloed van de capillaire krachten is de sorptiviteit. Deze proefmethode wordt niet behandeld omdat deze scriptie vooral handelt over diffusie van chloride – ionen.

2.3.1 Propaan – 2 – ol Counter Diffusion

Feldman substitueerde chloriden door propaan – 2 – ol [31, 39]. De proef wordt gedurende 3 tot 7 dagen uitgevoerd op cementpasta. Tijdens de proef wordt de variatie van het gewicht van het monster gemonitord, waaruit de diffusiviteit van propaan – 2 – ol in cementpasta en van chloride – ionen wordt berekend.

Een nadeel van deze proef is dat ze tot nu toe enkel is uitgevoerd op cementpasta’s. Het is mogelijk dat deze techniek niet toepasbaar is op betonnen proefstukken met grotere dikte binnen een aanvaardbare tijdsspanne. Verder houdt deze proef ook geen rekening met de binding van chloriden.

2.3.2 Gas Diffusion

Ook Sharif ontwikkelde een methode om de diffusiecoëfficiënt van chloride – ionen in beton te bepalen aan de hand van proeven op andere stoffen [31, 39]. Er wordt een klassieke opstelling gebruikt waarbij een betonnen proefstuk twee kamers scheidt. Eén kamer is gevuld met stikstofgas, de andere met heliumgas, beide onder een bepaalde druk. De concentraties van beide gasen wordt gemonitord: elke aanwezigheid van een gas in de andere kamer betekent dat het gas doorheen het beton is gediffundeerd. De verhouding tussen de porositeit van het beton en de nauwheid van de poriën wordt berekend. Deze verhouding wordt

ondersteld onafhankelijk te zijn van het gebruikte materiaal dat door de poriën stroomt. De diffusie van chloride – ionen doorheen beton is dan functie van deze verhouding.

Nadelen van deze proef zijn de complexiteit van de berekeningen en de moeilijkheid om de zijden van het proefstuk goed af te sluiten. Verder wordt ook het principe van de onafhankelijkheid van de verhouding van het gebruikte materiaal in vraag gesteld. Ten slotte houdt ook deze methode geen rekening met de binding van chloriden.

2.3.3 Cyclische onderdompeling



Figuur 2.9: proefopstelling voor de cyclische onderdompeling [94]

Het betreft de proefopstelling uit Figuur 2.9 die werd ontwikkeld in het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek door De Belie (2002) om de inwerking van zuren te testen. Het toepassen van deze opstelling om chloridepenetratie in beton te meten, werd voor het eerst gedaan door Audenaert [31]. De cilindervormige proefstukken worden op de opstelling gemonteerd en voeren een roterende beweging uit. Een cyclus duurt één uur, waarvan een deel van het proefstuk over een maximale hoogte van 5 centimeter 20 minuten ondergedompeld wordt in een bad met 2 liter water en 3,5% NaCl oplossing. Vervolgens wordt elk proefstuk 40 minuten blootgesteld aan lucht om te drogen.

Van elke betonsamenstelling monteert men 6 proefstukken. Na 6 weken wordt het eerste proefstuk er af gehaald. Deze wordt in drie delen gebroken, waarna de indringdiepte wordt bepaald door middel van de colorimetrische methode met zilvernitraat. Na respectievelijk 12, 18, 24, 30 en 36 weken worden de volgende 5 proefstukken van de opstelling gehaald en wordt telkens de indringdiepte gemeten.

De indringing van chloriden gebeurt enerzijds door capillaire werking, volgens de betrekking

$$x_{cap} = S \cdot \sqrt{t} \quad (2.13)$$

met S [kg/m².s^{1/2}] sorptiviteit
en anderzijds door diffusie, volgens de betrekking

$$x_{dif} = 2\sqrt{D} \cdot \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{c_x}{c_0}\right) \cdot \sqrt{t} = A \cdot \sqrt{t} \quad (2.14)$$

die wordt afgeleid uit (2.3), de oplossing van de eerste wet van Fick met $c_i = 0$.

Aangezien beide indringmechanismen functie zijn van $\sqrt{t}$, kan de totale indringing beschreven worden als

$$x_{cyc} = H \cdot \sqrt{t} \quad (2.15)$$

De onbekende H wordt uit de proefresultaten gehaald. Inderdaad, zet men de gemiddeld gemeten indringdiepte uit in functie van de wortel van de tijd, dan kan men door curve – fitting met (2.15) H bepalen.

2.4 *Keuze van de proefmethode*

Uit dit overzicht van de belangrijkste bestaande proefmethodes dienen één of meerdere proefmethode(s) gekozen te worden die tijdens dit onderzoek zullen worden gebruikt. Aangezien onderhavig werk slechts het resultaat kan zijn van een jaar lang onderzoek van zo veel mogelijk proefstukken, dient de tijdsduur van de proeven beperkt te zijn. De conventionele proeven kunnen op basis van deze randvoorwaarde worden uitgesloten. De proefmethodes die gebruik maken van andere stoffen worden door de complexere berekeningen niet beschouwd.

De voorkeur gaat dus uit naar de korte duur proeven. Deze klasse bevat verschillende proefopstellingen, waarvan de CTH proef de meeste voordelen lijkt te bezitten. Het grootste voordeel is de grote eenvoud van deze proef, zowel op gebied van gebruiksvriendelijkheid als qua berekeningsmethode. Een tweede groot voordeel van de CTH methode is de duur van de proef. Het is theoretisch mogelijk de proef uit te voeren op één uur, indien er in de berekeningen de nodige herschalingen worden verricht. Omdat de proeven zo kort zijn, kunnen er in één jaar tijd vele kernen worden getest, wat een voorwaarde was. Een laatste voordeel is de beschikbaarheid: het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek beschikt over een dergelijke proefopstelling die, mits de nodige afspraken en planning, frequent kan gebruikt worden.

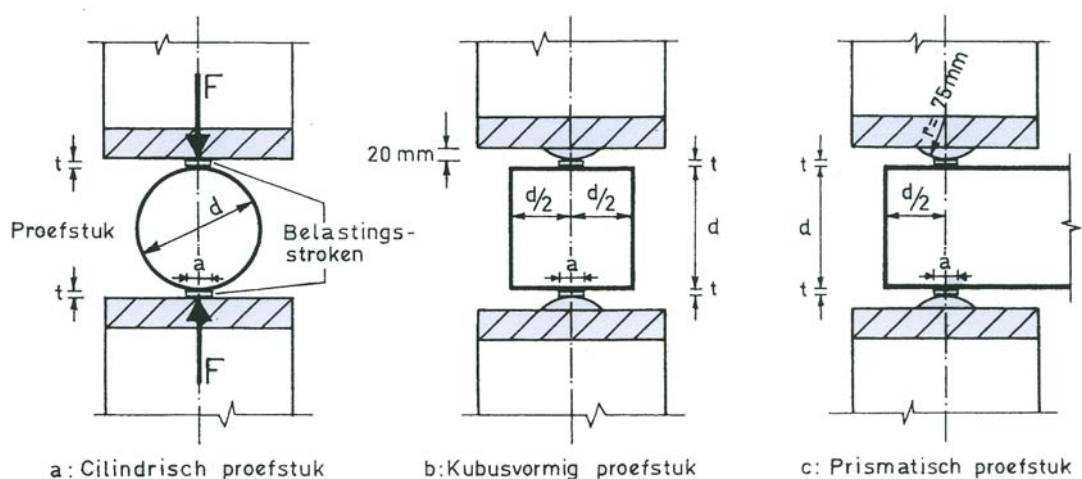
HOOFDSTUK 3:

SCHEURINITIATIE

In de literatuurstudie werden reeds een aantal mogelijkheden aangegeven om scheuren te initiëren. Deze mogelijkheden werden reeds gebruikt in eerder gevoerde onderzoeken en worden in dit hoofdstuk onderzocht op hun bruikbaarheid in dit onderzoek. De bedoeling is een methode om reële scheuren te initiëren in het beton te weerhouden, die kan gebruikt worden gedurende het gehele onderzoek.

De eenvoudigste manier om scheuren in het beton in te leiden, is te werken met een soort “feedback control test” zoals in het onderzoek van Bilek en Kersner [95]. Het gaat om een vervormingsgestuurde proef waarbij de belasting op het proefstuk wordt opgeheven indien een bepaalde vervorming, in casu een vervorming die leidt tot een scheur, zich heeft voorgedaan. Het meten van de scheurbreedte kan worden verricht met zogenaamde LVDT meters (Linear Variable Differential Transormer). Een glijdende kern in deze meter verplaatst zich en wekt zo een spanningsverschil op in twee secundaire spoelen. De grootte van dit spanningsverschil is evenredig met de verplaatsing, waardoor deze verplaatsing kan worden begroot uit de absolute waarde van het spanningsverschil [96]. In het laboratorium beschikt men over een vervormingsgestuurde proef en over LVDT meters. Deze proefopstelling kan echter enkel worden gebruikt voor proefstukken met een zekere omvang. De kleine kernen waarop de proeven uit het onderhavig rapport worden uitgevoerd, opgelegd door de CTH test, kunnen daarom niet met dergelijke proeven worden getest, zodat men zich zal moeten behelpen met andere methodes die wel beschikbaar zijn. Het werken met LVDT meters vereist dan weer heel wat informatica en hardware en is omslachtiger.

Een andere manier om scheuren te doen ontstaan, is werken met een belastingsgestuurde proef. Het proefstuk kan namelijk onderworpen worden aan een “Brazilian splitting test” tot een scheur wordt geïnitieerd. In deze test worden, volgens het schema van Figuur 3.1, proefstukken onderworpen aan twee even grote lijnlasten die in hetzelfde vlak zijn gelegen en loodrecht op de buitenvlakken aangrijpen. Op deze manier heersen op het grootste deel van het belastingsvlak nagenoeg gelijkmatig verdeelde trekspanningen die aanleiding geven tot splijten en dus tot scheurvorming bij overschrijding van de treksterkte van het beton [97].



Figuur 3.1: splijtproef volgens NBN B15 – 218 [97]

Dit is slechts theorie. De scheurvorming die zich manifesteert in een dergelijke splijtproef is bros: de scheur zal onmiddellijk en zonder voorafgaande waarschuwing ontstaan. Zonder voorzorgsmaatregelen zou de betonkern over z'n volledige diameter scheuren vóór de belasting kan worden weggenomen, waardoor die niet meer bruikbaar zou zijn om de chloridepenetratie te testen.

Bij deze voorzorgsmaatregelen wordt vooral aan wapening gedacht. Gewone wapeningsstaven in het beton zullen inderdaad de scheuropeningen die ontstaan in de splijttest kunnen beperken. Toch kunnen dergelijke wapeningsstaven niet worden gebruikt in dit onderzoek. Het staal van de wapeningsstaven zal immers interfereren met het elektrisch veld van de CTH test. Staal in de CTH test moet daarom vermeden worden, maar de staven na de splijttest uit de kernen halen, is evenmin een oplossing. Deze bewerking zou immers onvermijdelijk tot beschadiging van het proefstuk leiden, wat de kern een verhoogde permeabiliteit geeft en de penetratie van chloriden uit de CTH test kan bevorderen. Deze stelling wordt bevestigd door het werk van Francois in [98], waarin een verhoging van de belasting op de wapeningsstaven aanleiding gaf tot een hoger chloridegehalte in het beton. Ook in deze scriptie zou in dergelijke gevallen de indringing niet in relatie staan met de omvang van de scheur en tot verkeerde interpretaties van de indringing kunnen leiden. De enige oplossing bij het gebruik van wapeningsstaven is deze in te bedden in prisma's. Deze prisma's worden dan met een driepuntsbuigproef belast tot onderaan het prisma scheuren zijn ontstaan zoals in het onderzoek van Granju en Balouch [99]. Volgens dit onderzoek is het nadeel aan deze methode dat de hechting tussen de wapening en het beton ter plaatse van de scheur verloren gaat, waardoor de scheidingszone tussen het beton en het wapeningsstaal doorlatender wordt en bijgevolg sneller corrosie zal worden geïnitieerd. Dit kan in huidig onderzoek worden omzeild omdat de proefstukken vrij van wapening moeten zijn. Door kernen met diameter 100 mm te boren tussen de wapeningsstaven stelt het probleem van de hechting zich niet. De hoogte van de prisma's wordt gelijk genomen aan 150 mm, zodat elke kern in 3 delen wordt gezaagd om deze te kunnen gebruiken in de CTH test. Deze 3 kernen worden aangeduid met BK (bovenkant), MID (midden) of OK (onderkant) of met respectievelijk A, B en C. Op voorwaarde dat dit zaagproces niet tot overmatige bijkomende schade leidt, zijn de 3 delen effectief bruikbaar in een CTH proef.

Om de interferentieproblemen met het staal te vermijden, kan men zich ook beroepen op niet – metallische wapening. Om de scheurinitiatie in de “Brazilian splitting test” te beperken,

wordt met behulp van epoxy FRP – wapening gewonden rond de kernen met hoogte 150 mm. Deze wapening verhindert dat de kern plots en te sterk scheurt en kan na de splijtproef terug verwijderd worden. Opnieuw mag het zagen in 3 stukken voor de CTH proef, maar ook het verwijderen van de FRP – wapening niet tot overmatige bijkomende schade leiden.

Granju en Balouch stelden voor om een scheur aan te brengen door middel van een zaagsnede om het verlies aan hechting tussen staal en beton bij de initiatie van een scheur door overmatige belasting te vermijden [99]. Zij bekwamen met deze methode inderdaad gunstige resultaten. Hoewel dit probleem zich om bovenstaande redenen niet stelt, is deze methode toch geschikt om scheuren na te bootsen in dit onderzoek, aangezien het realiseren van een zaagsnede mogelijk is in het laboratorium Magnel en snel kan gebeuren. Dergelijke scheuren kunnen worden bestempeld als kunstmatige scheuren, terwijl voorgaande methodes berusten op het min of meer natuurlijk laten ontstaan van scheuren. Men kan echter ook scheuren nabootsen door dunne plaatjes mee in te betonneren en deze tijdens het verharden (na 4u) uit het beton te trekken. Zo blijven gleuven achter in het beton die dienst kunnen doen als kunstmatige scheuren. Deze methode werd reeds toegepast in de werken van De Schutter en kwam reeds ter sprake het tweede hoofdstuk van de literatuurstudie.

In deze scriptie wordt getracht beide vormen van scheuren te testen: zowel proefstukken met scheuren bekomen op natuurlijke wijze als met zogenaamde kunstmatige scheuren worden aan een CTH test onderworpen om de invloed van de scheuren op chloridepenetratie te achterhalen. De reële scheuren worden in het beton geleid door middel van de Brazilian Splitting Test, waarbij FRP – wapening rond de kern wordt gewonden om overmatig scheuren te vermijden. De methode waarin een scheur wordt gerealiseerd door overmatige belasting in een driepuntsbuigproef werd gebruikt voor een klein aantal proefstukken. Deze gescheurde proefstukken werden echter tijdens de CTH testen niet onderscheiden van de proefstukken met scheuren geïnitieerd door de splijtproef. De kunstmatige scheuren werden gerealiseerd met de methode die eerder in het laboratorium werd gebruikt in de werken van De Schutter. Zo kunnen de bekomen resultaten worden toegepast op de besluiten uit dit werk. Scheuren werden nagebootst met koperen plaatjes van 0,2 mm en 0,3 mm dikte. De scheurdiepte wordt voor elke scheurbreedte gelijk genomen aan 5 mm, 10 mm, 15 mm en 20 mm.

HOOFDSTUK 4:

ONDERZOEKSMETHODE

Voorgaande hoofdstukken betroffen theoretische hoofdstukken met betrekking tot de keuze van een geschikte proefmethode om de chloride – indringing te testen en een geschikte methode om de scheuren in het beton te leiden. Aan de hand van de besluiten die in deze hoofdstukken werden genomen, worden in dit hoofdstuk testprocedures opgesteld om de proefstukken met reële scheuren en met kunstmatige scheuren te beproeven.

Zo wordt de betonsamenstelling en de scheurkarakteristieken van elke proefreeks gegeven, de voorbereidende fasen beschreven en de eigenlijke testmethode vastgelegd.

4.1 Betonsamenstellingen

Er werden 9 proefreeksen aangemaakt. De betonsamenstelling van elk van deze reeksen wordt gegeven in Tabel 4.1.

Tabel 4.1: betonsamenstellingen

Betonsamenstelling		T1	T2	T3
CEM I 52,5 N	kg/m ³	300	300	300
zand 0/4	kg/m ³	670	670	670
grind 8/16	kg/m ³	1280	790	790
grind 2/8	kg/m ³		490	490
water	kg/m ³	150	150	150
W/C	-	0,5	0,5	0,5
Betonsamenstelling		T4	T5	T6
CEM I 52,5 N	kg/m ³	300	300	300
zand 0/4	kg/m ³	670	670	670
grind 8/16	kg/m ³	790	790	790
grind 2/8	kg/m ³	490	490	490
water	kg/m ³	150	150	150
W/C	-	0,5	0,5	0,5
Betonsamenstelling		T7	T8	T9
CEM I 52,5 N	kg/m ³	300	300	300
zand 0/4	kg/m ³	670	670	670
grind 8/16	kg/m ³	790	790	790
grind 2/8	kg/m ³	490	490	490
water	kg/m ³	150	150	150
W/C	-	0,5	0,5	0,5

Alle testreeksen hebben dus dezelfde betonsamenstelling. Enkel de invulling van de granulaten verschilt in reeks T1, maar de totale hoeveelheid granulaten blijft dezelfde. De testreeksen worden steeds gemaakt met gewoon portlandcement en met een W/C – factor gelijk aan 0,5. Uit de literatuurstudie blijkt dat deze W/C – factor een maximale waarde is om beton te bekomen dat voldoende beschermd is tegen de indringing van chloriden. In deze scriptie worden de effecten van een variërend cementtype en W/C – factor dus achterwege gelaten, zodat de verschillen in de opgemeten chlorideprofielen zo veel mogelijk te wijten zijn aan variërende scheurkarakteristieken.

De testreeks T1 wordt enkel gebruikt om reële scheuren te realiseren, bij T2 proefstukken worden zowel reële als kunstmatige scheuren geïnitieerd. De overige reeksen werden enkel gebruikt om testen uit te voeren op kunstmatige scheuren. Daarbij werden de scheurkarakteristieken van Tabel 4.2 in acht genomen.

Tabel 4.2: karakteristieken kunstmatige scheuren

	aanmaak datum	scheurbreedte [mm]	scheurdiepte [mm]
T1	11/09/2006		
T2	26/09/2006	0,3	5
T3	9/11/2007	0,3	10
T4	16/11/2006	0,3	15
T5	23/11/2006	0,3	20
T6	18/01/2007	0,2	5
T7	25/01/2007	0,2	10
T8	1/02/2007	0,2	15
T9	8/02/2007	0,2	20

Wat betreft de kunstmatige scheuren, worden er twee testgroepen van vier reeksen opgezet. De reeksen T2 tot en met T5 hebben een scheurbreedte van 0,3 mm, de scheurdiepte varieert van 5 mm tot 20 mm. De tweede groep, met de reeksen T6 tot en met T9, heeft een scheurbreedte van 0,2 mm en de scheurdiepte varieert opnieuw van 5 mm tot 20 mm.

De aanmaakdata van de betonkernen wordt gegeven in Tabel 4.2. Na aanmaak werden de proefstukken gedurende 28 dagen bewaard in een geklimatiseerd lokaal op $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ en met een relatieve vochtigheid hoger dan 90%. Op 28 dagen werden enkele karakteristieken van elke proefreeks bepaald, zoals de druksterkte bepaald op drie kubussen met zijde 150 mm, de zetmaat (slump), de uitspreiding op de schoktafel, het volume lucht en het volumegewicht. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4.3. De resterende proefstukken werden opgeslagen in het geklimatiseerd lokaal tot op het moment van verzaging en beproeving.

Tabel 4.3: karakteristieken van de proefreeksen bepaald door beproeving

proef	eenheden	T1	T2	T3
druksterkte	N/mm ²	53,87	57,43	54,27
slump	cm	2,20	1,70	1,80
schoktafel	cm	19,05	17,75	18,35
volume lucht	%	1,80	2,40	
volumegewicht bij proef	kg/l	2,41	2,40	
proef	eenheden	T4	T5	T6
druksterkte	N/mm ²	55,30	55,37	54,10
slump	cm	2,00	2,30	2,10
schoktafel	cm			18,35
volume lucht	%	2,20		
volumegewicht bij proef	kg/l	2,41	2,40	2,42
proef	eenheden	T7	T8	T9
druksterkte	N/mm ²	54,47	54,17	54,94
slump	cm	1,30	1,70	1,70
schoktafel	cm			
volume lucht	%			
volumegewicht bij proef	kg/l	2,43		

4.2 Vorm van de proefstukken

4.2.1 Reële scheuren

Zoals in het vorige hoofdstuk werd aangegeven, werden de reële scheuren op twee manieren in het beton geleid, namelijk door een splijtproef en door een driepuntsbuigproef. De proefstukken voor de driepuntsbuigproef waren prisma's van $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$. Uit deze prisma's werden vijf testcilinders geboord met diameter 100 mm en hoogte 150 mm. De proefstukken voor de splijtproef waren cilinders met dezelfde afmetingen, die uit kubussen met zijde 150 mm en uit prisma's van $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ werden geboord. Alle bekomen cilinders werden in drie delen gezaagd en benoemd als BK (bovenkant), MID (midden) en OK (onderkant) of als A, B en C. Hoewel de CTH test proefstukken vereist met diameter 100 mm en hoogte 50 mm, werden toch cilinders gemaakt van 150 mm. De reden hiervoor ligt bij de initiatie van de scheuren in de splijttest. De Brazilian Splitting Test in het laboratorium werkt immers met een bereik van 200 kN. De proef werkt goed voor proefstukken met een splijtsterkte tussen 20 kN en 180 kN en levert de beste resultaten voor proefstukken met een splijtsterkte dat ongeveer in het midden van dit interval ligt. De cilinders hadden inderdaad een splijtsterkte van ongeveer 90 kN, waardoor de scheuren goed konden worden ingeleid. De kleine kernen die in de CTH test werden gebruikt, zouden splijtsterktes hebben gehad die zich aan de rand van het interval bevinden en waarin om deze reden geen goede scheuren zouden kunnen worden geïnitieerd.

4.2.2 Kunstmatige scheuren

Aangezien elke kern een kunstmatige scheur moest bevatten kon geen gebruik worden gemaakt van testcilinders van 150 mm hoogte die in drie delen worden gezaagd. Daarom waren de cilinders in deze gevallen veel kleiner maar nog steeds met diameter gelijk aan 100 mm en diende de verzaging slechts om de hoogte te reduceren tot 50 mm.

4.3 Testprocedures

4.3.1 Reële scheuren

Na de opslagperiode werden de testcilinders omwonden met een FRP – wapening om brosse scheurvorming te vermijden. Dit wordt voorgesteld in Figuur 4.1. Na verharding van de epoxy werden scheuren in het beton geleid door middel van een Brazilian Splitting Test. De kracht die tot de eerste scheurvorming leidde, werd niet bijgehouden omdat dit in eerste instantie niet belangrijk was voor het onderzoek. Na de initiatie van de scheuren werden de cilinders verzaagd in drie delen van ongeveer 50 mm, die daarna ontdaan werden van de wapening. Deze laatste bewerking leidde soms tot breuk van het proefstuk. Dit is te wijten aan een combinatie van een te sterk gescheurd proefstuk en de belasting op het proefstuk om de wapening los te wrikken. Aan de resultaten van de reële scheuren is te zien dat er inderdaad enkele proefstukken ontbreken.



Figuur 4.1: FRP - wapening rond de proefstukken (foto genomen door auteur)

Na deze voorbereidende fase werden de proefstukken per drie getest met de CTH proef. Daarvoor werden de kernen vacuüm verzadigd met een oplossing van 16 g Ca(OH)_2 in 4 l gedestilleerd water zoals dit standaard gebeurt. Na ten minste 18u bewaring in deze oplossing werd de CTH test opgestart. Drie kernen werden ingeklemd in een omhulsel en er werd op elke kern 300 ml NaOH oplossing gegoten. Deze oplossing doet dienst als anolytische oplossing en werd bekomen door 12 g NaOH schilfers aan 1 l gedestilleerd water toe te voegen. Als katholytische oplossing werd om economische redenen geen gebruik gemaakt van een 10% NaCl oplossing, maar van eenvoudig keukenzout. Keukenzout bevat volgens de verpakking minstens 99,9% NaCl, 0,2% antiklontermiddel E554 en een tweede antiklontermiddel E535 in een concentratie van maximum 10 mg/kg. Uit een vergelijkende studie door Audenaert is gebleken dat dit alternatief tot evenwaardige resultaten leidt voor dit type betonsamenstelling.



Figuur 4.2: proefopstelling CTH test, aangewend voltage = 25 V (foto genomen door auteur)

De proefstukken werden getest gedurende 2 u aan een spanning van 25 V, zoals wordt getoond in Figuur 4.2. Deze waarden werden steeds aangehouden om vergelijkingen tussen de resultaten onderling mogelijk te maken, ook al gaf de standaard werkwijze soms andere voltages aan. Standaard wordt 24 u voorgeschreven als duur van de CTH test. Zoals eerder werd vermeld, wordt in dit onderzoek verkozen om de test slechts 2 u te

laten lopen omdat anders een te sterke stroomstijging en doorslag zal optreden. De diffusiecoëfficiënt dient dan te worden berekend rekening houdend met deze gereduceerde proefduur. Na de CTH test werden de proefstukken in twee stukken gebroken met behulp van een splijtproef om de opmeting van de chloride – indringing mogelijk te maken. Deze indringing werd opgemeten met AgNO_3 als indicator.

Van elk proefstuk werd na de CTH test de scheurbreedte opgemeten met een scheurmicroscoop. De microscoop die in dit onderzoek werd gebruikt, wordt voorgesteld in Figuur 4.3. De schaal op dergelijke microscoop toont aan dat de afstand tussen 10 merktekens gelijk is aan 0,2 mm. Omdat de splijtproef in enkele gevallen de proefstukken ook langs de scheur in plaats van enkel loodrecht op de scheur deed breken, kon in deze gevallen de scheurbreedte niet meer worden opgemeten. Deze proefstukken konden ook niet meer worden gebruikt om de invloed van de scheurbreedte op de chloride – indringing te bepalen. Om dit op te vangen werd later de scheurbreedte ook opgemeten vóór de CTH test. Merk op dat in dit geval enkel de scheurbreedtes werden opgemeten. Tijdens het onderzoek werd de scheurdiepte van de echte scheuren niet opgemeten. Ten behoeve van de modellering in Roemenië werden wel enkele proefstukken in fijne schijfjes van 2 cm gesneden om zo de evolutie van de scheur in de diepte te achterhalen. In dit onderzoek werd van deze informatie echter geen verder gebruik gemaakt.



Figuur 4.3: scheurmicroscoop (foto genomen door auteur)

4.3.2 Kunstmatige scheuren

De proefstukken met kunstmatige scheuren vergen minder voorbereiding dan de proefstukken met reële scheuren. De kernen worden op dezelfde manier opgeslagen als de cilinders beschreven in de vorige paragraaf. Het verschil is dat de proefstukken waarin reële scheuren dienden te worden geïnitieerd tijdens de omwikkeling met FRP – wapening, de periode van de verzaging en de tijd tussen de verzaging en de vacuüm verzadiging aan de laboratoriumtemperatuur en -vochtigheid werden blootgesteld, terwijl dit voor de proefstukken met kunstmatige scheuren beperkt werd tot de periode van verzaging en de tijd tot vacuüm verzadiging.

De proeven zelf kennen hetzelfde verloop als bij de proefstukken met reële scheuren. Ook hier werden de proefstukken per drie getest in de CTH proefopstelling en werden de kernen daarna gespleten met een splijttest. De scheuren dienen nu echter niet meer te worden opgemeten. In tegenstelling tot de proefstukken met reële scheuren is de scheurdiepte van kunstmatige scheuren wel gekend.

HOOFDSTUK 5:

RESULTATEN EN BESPREKING

In dit hoofdstuk worden de resultaten van het onderzoek beschreven in het vorig hoofdstuk samengevat. Deze resultaten zijn in eerste instantie de opgemeten chlorideprofielen, waaruit de diffusiecoëfficiënten worden berekend met

$$D_{nssm} = \frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad (2.8)$$

met
$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0} \right) \quad (2.9)$$

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad (2.10)$$

Deze formules werden afgeleid in Bijlage B en de betekenis van elk symbool werd reeds verklaard in hoofdstuk 2.

Eerst worden de resultaten van de proefstukken met reële scheuren bekeken, daarna deze van de proefstukken met kunstmatige scheuren.

5.1 *Reële scheuren*

5.1.1 Studie van het penetratiefront

De opgemeten indringdieptes voor T1 en T2 worden gegeven in Bijlage C. Zoals reeds eerder werd opgemerkt, ontbreken enkele proefstukken in de tabel omdat deze waren gebroken vooraleer er een CTH test op kon worden uitgevoerd. De resultaten van de proefstukken T1 – 8 – A – 2 en T2 – 12 – B – 2 mogen niet verkeerd worden geïnterpreteerd. Volgens deze resultaten zouden de chloriden over de volledige diameter van de proefstukken volledig zijn ingedrongen, maar een logischere verklaring luidt dat in beide gevallen de indringing werd gemeten langs de scheur in plaats van loodrecht op de scheur. Deze resultaten worden in de berekening van de diffusiecoëfficiënten dan ook niet meegerekend. Een aantal proefstukken vertonen over de hele lengte geen indringing. Het betreft het ander eindvlak van de testcilinders dan het eindvlak waarin de scheuren werden geïnitieerd tijdens de splijtproef. De scheuren zijn niet volledig ontwikkeld tot aan het ander eindvlak, zodat daar de indringmogelijkheden voor chloriden te beperkt waren om na amper 2u een merkbare indringing te verkrijgen.

Deze metingen werden echter uitgevoerd op proefstukken van verschillende ouderdom, met een grote spreiding op dikte van de proefstukken en temperatuur. Om de proefstukken onderling te kunnen vergelijken, dienen de indringdieptes aangepast te worden. Zo dient de ouderdom van alle proefstukken herleidt te worden tot 28 dagen, de dikte tot 50 mm en de temperatuur van de proef gelijk te worden gesteld aan 20°C

Hieronder wordt eerst een formule afgeleid om de indringdieptes in de proefstukken van k dagen oud te herleiden naar indringdieptes in proefstukken van 28 dagen oud. Zoals bleek uit de literatuurstudie wordt de indringing van chloriden algemeen beschreven als

$$x = A \cdot \sqrt{t} \quad (5.1)$$

met t de proefduur. Uit de oplossing van de 2^e wet van Fick, geschreven in de vorm van (2.14), blijkt dat

$$x \approx c^{te} \cdot \sqrt{D} \cdot \sqrt{t} \quad (5.2)$$

De diffusiecoëfficiënt is zelf ook een functie van de tijd:

$$D(t) = D_i \cdot t^{-m} \quad (5.3)$$

met t de ouderdom van de proefstukken, uitgedrukt in dagen. Uit het werk van Audenaert [31] wordt aangenomen dat de tijdscoëfficiënt $m = 0,27$, zodat de diffusiecoëfficiënt na respectievelijk 28 dagen en k dagen

$$D(28) = D_i \cdot 28^{-0,27} \quad (5.4a)$$

$$D(k) = D_i \cdot k^{-0,27} \quad (5.4b)$$

wordt en

$$\frac{D(28)}{D(k)} = \left(\frac{28}{k} \right)^{-0,27} \quad (5.5)$$

De indringdiepten op deze ouderdom zijn respectievelijk

$$x_{28d} \approx c^{te} \cdot \sqrt{D(28)} \cdot \sqrt{t} \quad (5.6a)$$

$$x_k \approx c^{te} \cdot \sqrt{D(k)} \cdot \sqrt{t} \quad (5.6b)$$

en de verhouding van beide

$$\frac{x_{28d}}{x_k} = \frac{\sqrt{D(28)}}{\sqrt{D(k)}} \quad (5.7)$$

op voorwaarde dat de proefduur t van beide proefstukken gelijk is. Invullen van vergelijking (5.5) in vergelijking (5.7) levert

$$x_{28d} = x_k \cdot \sqrt{\left(\frac{28}{k} \right)^{-0,27}} = x_k \cdot \left(\frac{28}{k} \right)^{-0,135} \quad (5.8)$$

(5.8) is de omzettingsformule om de indringing te herleiden naar de indringing in proefstukken van 28 dagen oud. Vervolgens worden deze aangepaste indringdieptes op hun beurt aangepast aan de temperatuur. Alle indringdieptes worden omgerekend naar een indringdiepte bij 20°C. Om de omzettingsformule te berekenen wordt uitgegaan van de concentratievergelijking van chloriden, ingedrongen onder een concentratie- en een elektrische potentiaalgradiënt, die werd gegeven in Bijlage B.

$$c(x,t) = \frac{c_s}{2} \cdot \left[e^{ax} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) + \operatorname{erfc}\left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \right] \quad (\text{B.3})$$

$$\text{met } a = \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \quad (\text{B.4})$$

De concentratie bij kleuromslag is gelijk aan c_d , wat een constante is.

$$\frac{2 \cdot c_d}{c_s} = e^{ax} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) + \operatorname{erfc}\left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \quad (5.9)$$

is daarom ook een constante. Wanneer het elektrisch veld voldoende groot is en de indringdiepte x zeker groter is dan $a \cdot D \cdot t$, dan evolueert de eerste term in (5.9) naar 0, zodat dit eerste lid in dergelijke situaties verwaarloosd kan worden:

$$\frac{2 \cdot c_d}{c_s} = \operatorname{erfc}\left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \quad (5.10)$$

$$\operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_s}\right) = \frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \quad (5.11)$$

Het linkerlid van deze laatste vergelijking is opnieuw een constante. Volgens de gegevens uit de literatuurstudie is

$$c_d = 0,07 \text{ N} \quad (5.12a)$$

$$c_s = c_0 = 2 \text{ N} \quad (5.12b)$$

zodat deze constante gelijk is aan 1,28123.

Ook het rechterlid van (5.11) is dus constant, zodat geldt:

$$\frac{x_{28d,20^{\circ}C} - a_{20^{\circ}C} \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} = \frac{x_{28d,T} - a_T \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \quad (5.13)$$

Indien de diffusiecoëfficiënt onafhankelijk van de temperatuur wordt ondersteld, kan deze vergelijking herschreven worden als

$$x_{28d,20^{\circ}C} = x_{28d,T} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot E}{R} \cdot \left(\frac{1}{293,15} - \frac{1}{T} \right) \quad (5.14)$$

Deze vergelijking herwerkt de indringdiepten gerealiseerd op T K en op 28 dagen ouderdom naar indringdiepten op 20°C of 293,15 K en op 28 dagen ouderdom. Dezelfde werkwijze leidt tot de formule om de indringdiepten op 20°C in proefstukken van 28 dagen oud en met een dikte L m om te zetten in indringdiepten op 20°C in proefstukken van 28 dagen oud en 0,05 m dik:

$$x_{28d,20^{\circ}C,0,05m} = x_{28d,20^{\circ}C,L} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot (U - 2)}{R \cdot 293,15} \cdot \left(\frac{1}{0,05} - \frac{1}{L} \right) \quad (5.15)$$

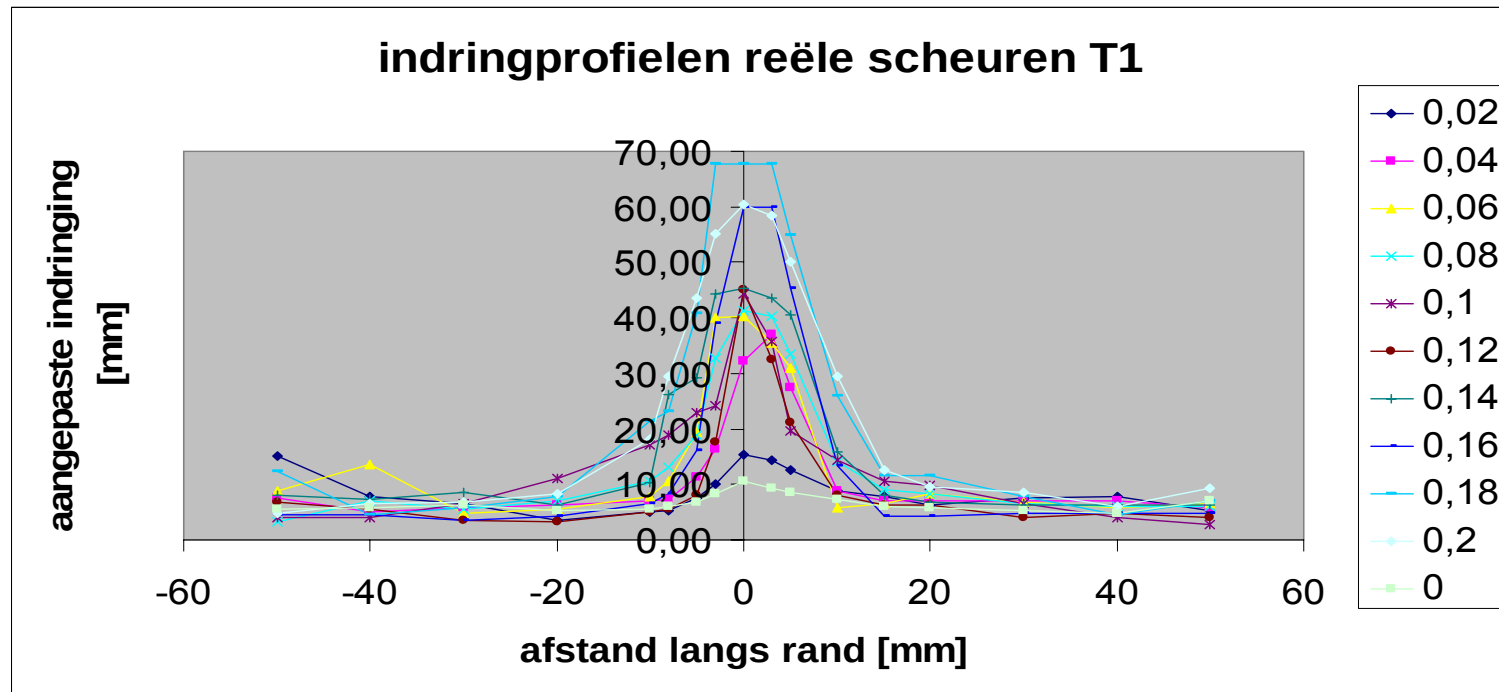
De diffusiecoëfficiënt D in (5.14) en (5.15) wordt gelijk genomen aan de diffusiecoëfficiënt berekend uitgaande van de onaangepaste indringdieptes in de respectievelijke kernen. De berekening van diffusiecoëfficiënten wordt in 5.1.2 behandeld. De aangepaste indringdieptes van Bijlage C worden gegeven in Bijlage D. Deze indringdieptes worden geklasseerd volgens de scheurbreedte van de proefstukken en uitgemiddeld per scheurbreedte. Dit geeft de resultaten uit Figuur 5.1 en Figuur 5.2, respectievelijk voor reeks T1 en T2. Tabel 5.1 rangschikt de scheurbreedtes naar toenemende indringdieptes. In theorie stijgt de indringdiepte met de scheurbreedte.

Tabel 5.1: rangschikking van de scheurbreedtes naar toenemende indringdiepte

T1	T2
0	0
0,02	0,02
0,04	0,06
0,06	0,04
0,08	0,08
0,1	0,16
0,12	0,12
0,14	0,1
0,16	0,2
0,2	0,14
0,18	0,18

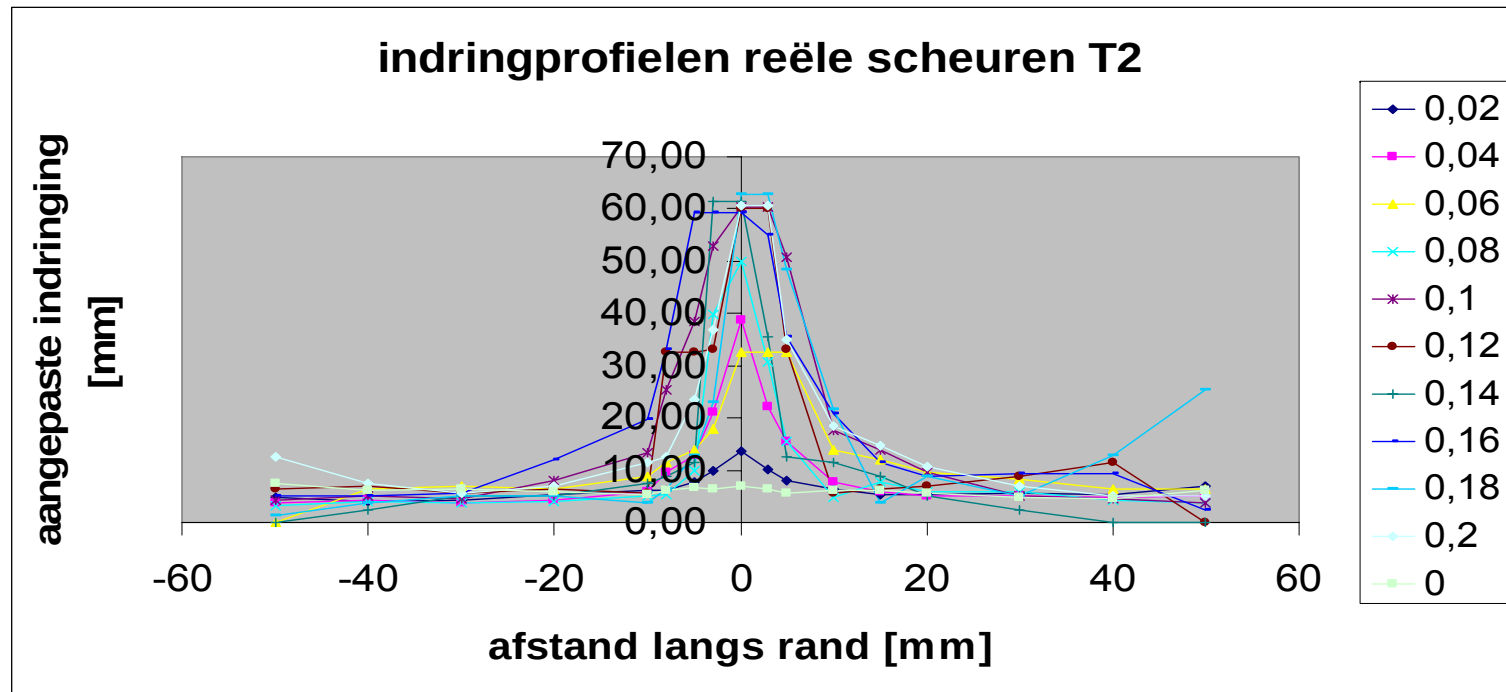
Tabel 5.1 toont dat proefreeks T1 inderdaad een zeer goede overeenstemming vertoont met de theorie, reeks T2 heeft dit veel minder, hoewel de algemene trend dat een toenemende scheurbreedte resulteert in een verhoogde indringing duidelijk is. Voor de scheurbreedtes 0,14 mm en 0,18 mm van T2 was er slechts één proefstuk beschikbaar, zodat de vraag kan worden gesteld of dit aantal wel statistisch voldoende is om betrouwbare resultaten te verkrijgen.

Uit Figuur 5.1 en Figuur 5.2 blijkt duidelijk dat de indringing van chloriden groter is in de zone rond de scheur. De migratie van chloride – ionen start daar immers aan de scheurtip in plaats van aan het betonoppervlak. Zo zal een diepere scheur steeds aanleiding geven tot een diepere indringing, al kan dit in het onderhavige onderzoek op reële scheuren niet worden gecontroleerd omdat de scheurdieptes niet werden opgemeten. Een bijkomend element dat de hogere indringing ter plaatse van de scheur kan verklaren, is de hogere potentiaalval ter hoogte van de scheur, die aanleiding geeft tot een diepere indringing van de chloride – ionen. In de randzones van de proefstukken blijft de indringing echter constant, wat er op wijst dat er een invloedszone bestaat waarin de scheurkarakteristieken een invloed hebben op de indringdieptes.



T1	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
0,00	5,60	5,82	6,39	5,32	5,44	5,97	6,67	8,20	10,68	9,33	8,56	7,32	5,97	5,91	5,38	4,85	7,13
0,02	15,20	7,93	6,64	3,63	4,92	5,35	7,50	10,09	15,26	14,39	12,67	8,79	7,93	6,21	7,50	7,93	5,34
0,04	7,48	4,94	5,87	6,42	6,97	7,34	11,22	16,45	32,32	37,13	27,48	8,82	7,16	6,97	7,16	6,97	5,83
0,06	8,94	13,58	4,85	5,50	7,76	10,67	19,40	40,03	40,35	35,58	31,05	5,82	6,47	8,40	6,79	5,82	6,47
0,08	3,37	6,97	5,48	7,04	10,66	12,99	18,95	32,67	41,41	40,37	33,45	14,03	9,11	8,33	6,52	6,00	6,06
0,10	4,14	4,09	6,67	11,19	17,00	18,94	22,82	24,12	44,35	35,77	19,59	14,42	10,54	9,90	6,67	4,09	2,75
0,12	6,68	5,42	3,48	3,16	5,10	5,42	8,01	17,71	44,98	32,59	21,27	8,01	6,39	6,39	4,13	4,78	4,13
0,14	7,93	7,26	8,55	6,40	10,28	26,24	29,25	44,36	45,22	43,50	40,44	15,87	8,12	6,83	6,40	6,40	6,40
0,16	4,47	4,47	3,54	4,40	6,55	8,27	16,02	38,92	59,86	59,86	45,37	13,44	4,40	4,40	4,83	4,83	4,83
0,18	12,27	4,53	5,82	7,75	21,31	23,25	40,68	67,67	67,67	67,67	54,89	25,83	11,63	11,63	7,75	4,53	7,11
0,20	4,81	6,56	6,89	8,18	18,05	29,34	43,55	55,14	60,37	58,45	50,02	29,52	12,55	9,64	8,67	6,08	9,37

Figuur 5.1: resultaten aangepaste indringing voor proefreeks T1



T2	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
0,00	7,57	6,13	6,29	5,87	5,45	6,15	6,58	6,43	6,86	6,29	5,59	6,15	6,15	5,59	4,88	4,60	6,12
0,02	4,88	4,14	4,31	5,24	6,09	6,26	7,78	9,90	13,71	10,15	8,04	6,51	5,45	5,33	5,58	5,33	6,83
0,04	3,81	4,27	3,66	4,17	5,95	9,51	12,82	20,98	38,79	22,11	15,37	7,86	5,95	5,19	5,19	4,68	5,06
0,06		6,35	6,99	6,35	8,90	11,45	13,99	17,81	32,56	32,56	32,56	13,99	12,08	9,54	8,26	6,35	6,35
0,08	3,17	4,05	3,79	4,05	5,07	5,32	9,90	39,89	49,94	30,63	15,49	4,81	7,62	5,83	5,83	4,30	3,80
0,10	4,38	5,02	4,52	8,07	13,41	25,46	38,49	53,01	60,35	60,35	50,66	17,75	13,93	9,60	5,02	4,51	3,75
0,12	6,29	6,93	5,66	6,29	5,66	32,56	32,56	33,20	60,10	60,10	33,20	5,66	6,29	6,93	8,83	11,37	
0,14		2,52	5,06	5,06	7,59	8,86	11,40	61,50	61,50	35,52	12,67	11,40	8,86	5,06	2,52		
0,16	5,01	5,01	5,64	12,01	19,65	33,03	59,34	59,34	59,34	55,10	35,57	20,93	11,37	8,83	9,46	9,46	2,46
0,18	1,26	3,80	5,08	5,08	3,80	6,35	12,71	22,89	62,91	62,91	48,35	21,62	3,80	8,90	5,08	12,71	25,44
0,20	12,67	7,58	5,68	6,95	11,40	12,67	23,49	36,85	60,54	60,54	34,95	18,40	14,58	10,77	6,95	5,04	5,04

Figuur 5.2: resultaten aangepaste indringing voor proefreeks T2

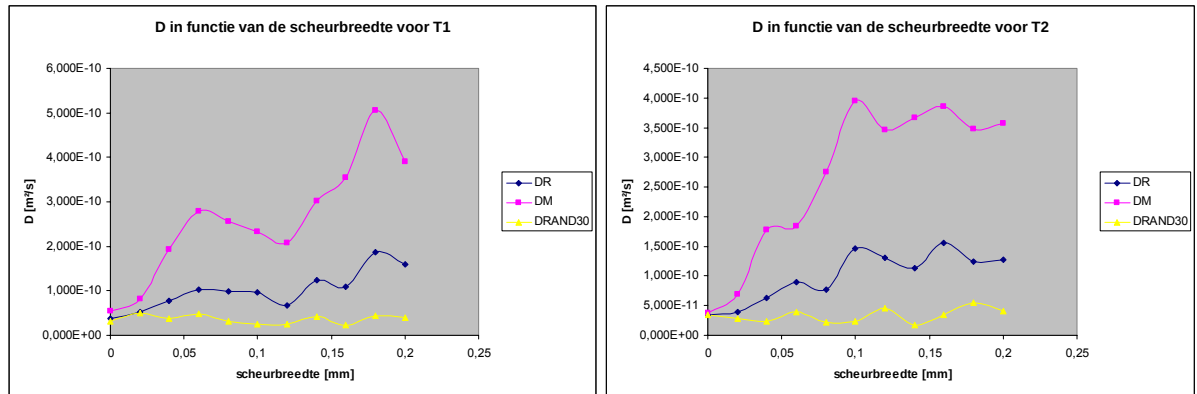
5.1.2 Studie van de diffusiecoëfficiënten

Aan de hand van de aangepaste indringdieptes en (2.8) worden de diffusiecoëfficiënten berekend. In de theorie omtrent de CTH test wordt vermeld dat de gemiddelde indringdiepte x_d van een ongescheurd proefstuk de gemiddelde waarde is van zeven opgemeten indringdieptes. Voor gescheurde proefstukken worden geen voorstellen gedaan, zodat hier zelf een aantal verschillende diffusiecoëfficiënten worden gedefinieerd. Een eerste diffusiecoëfficiënt D_R is de gemiddelde waarde van de diffusiecoëfficiënten over de volledige lengte van het proefstuk. D_M is de gemiddelde waarde van de diffusiecoëfficiënten in een zone van 3 mm rond de scheur. Het is dus een maximale diffusiecoëfficiënt die onderhevig zal zijn aan de grootste fluctuaties. Ten slotte wordt een diffusiecoëfficiënt van de randen gedefinieerd. D_{RAND30} is de gemiddelde waarde van de diffusiecoëfficiënten in de zone van -30 mm tot -50 mm en van 30 mm tot 50 mm.

De resultaten van de berekeningen van deze diffusiecoëfficiënten worden gegeven in onderstaande figuren en tabellen. Zo vat Tabel 5.2 de met (2.8) bekomen diffusiecoëfficiënten voor, waarvan het verloop in functie van de scheurbreedte wordt getoond in Figuur 5.3. Op deze figuur is te zien dat de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R stijgen met een toenemende scheurbreedte. De maximale diffusiecoëfficiënt heeft zoals verwacht de grootste waarde en vertoont de grootste fluctuaties. De diffusiecoëfficiënt van de randen varieert relatief weinig. Dit is een rechtstreeks gevolg van de geringe variatie van de indringdieptes in deze zones en duidt opnieuw aan dat de indringing aan de randen van het proefstuk niet wordt beïnvloed door de scheur. De invloed van de scheur is dus beperkt tot een zone rond de scheur.

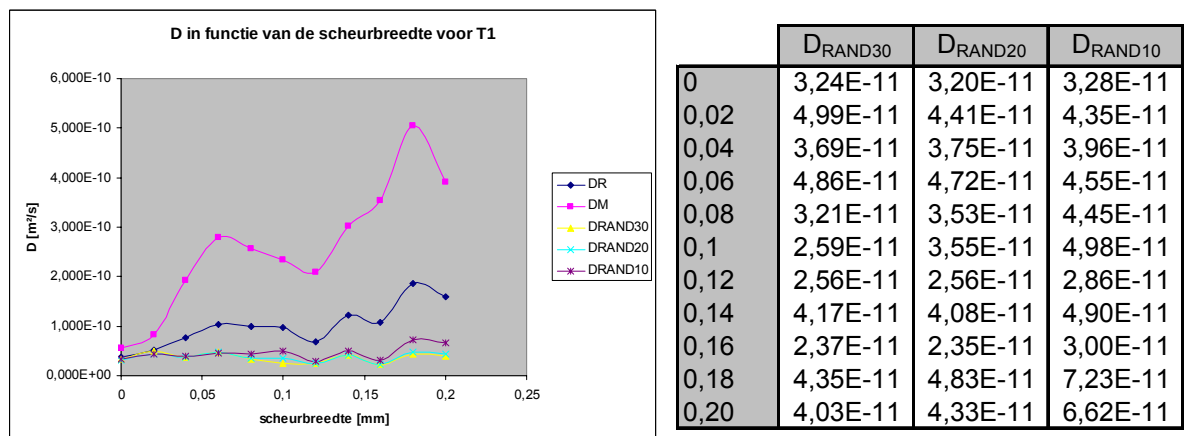
Tabel 5.2: diffusiecoëfficiënten van de proefreeksen T1 en T2

	T1			T2		
	D_R	D_M	D_{RAND30}	D_R	D_M	D_{RAND30}
0,00	3,81E-11	5,54E-11	3,24E-11	3,47E-11	3,80E-11	3,40E-11
0,02	5,16E-11	8,23E-11	4,99E-11	3,96E-11	6,97E-11	2,88E-11
0,04	7,73E-11	1,93E-10	3,69E-11	6,27E-11	1,78E-10	2,35E-11
0,06	1,04E-10	2,80E-10	4,86E-11	9,02E-11	1,84E-10	3,99E-11
0,08	9,90E-11	2,56E-10	3,21E-11	7,66E-11	2,75E-10	2,22E-11
0,10	9,69E-11	2,34E-10	2,59E-11	1,46E-10	3,94E-10	2,42E-11
0,12	6,78E-11	2,09E-10	2,56E-11	1,31E-10	3,46E-10	4,56E-11
0,14	1,23E-10	3,03E-10	4,17E-11	1,13E-10	3,66E-10	1,72E-11
0,16	1,08E-10	3,54E-10	2,37E-11	1,56E-10	3,86E-10	3,43E-11
0,18	1,87E-10	5,05E-10	4,35E-11	1,24E-10	3,48E-10	5,57E-11
0,20	1,60E-10	3,91E-10	4,03E-11	1,27E-10	3,57E-10	4,14E-11

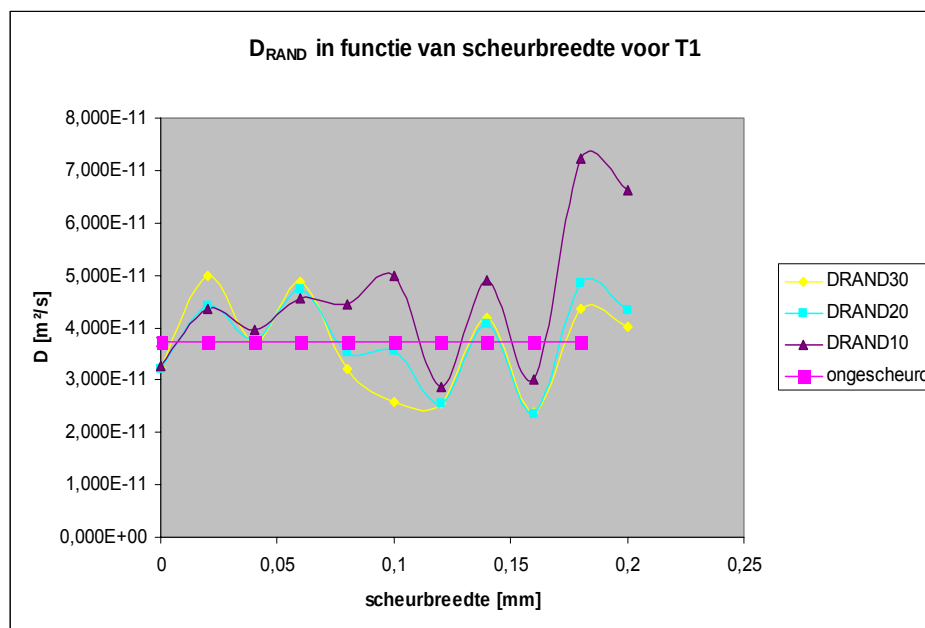


Figuur 5.3: grafische voorstelling van de diffusiecoëfficiënten in functie van de scheurbreedte voor T1 (links) en T2 (rechts)

Zo kan de afstand langs het betonoppervlak langs beide randen van de scheur ingedeeld worden in een invloedszone en een randzone, waarin de scheur geen invloed heeft op de indringing. Om te onderzoeken hoe groot deze invloedszone precies is, worden verschillende mogelijke randzones onderzocht: randzones die aanvangen op 30 mm, op 20 mm en op 10 mm van de scheur. De respectievelijke diffusiecoëfficiënten zijn D_{RAND30} , D_{RAND20} en D_{RAND10} . Een verhoging van één van deze diffusiecoëfficiënten wijst op de invloed van de scheur. Figuur 5.4 toont daarom het verloop van de diffusiecoëfficiënten voor T1 in functie van de scheurbreedtes zoals in Figuur 5.3, maar met inachtnaam van D_{RAND20} en D_{RAND10} . Inzoomen op de diffusiecoëfficiënten aan de rand geeft het resultaat van Figuur 5.5.



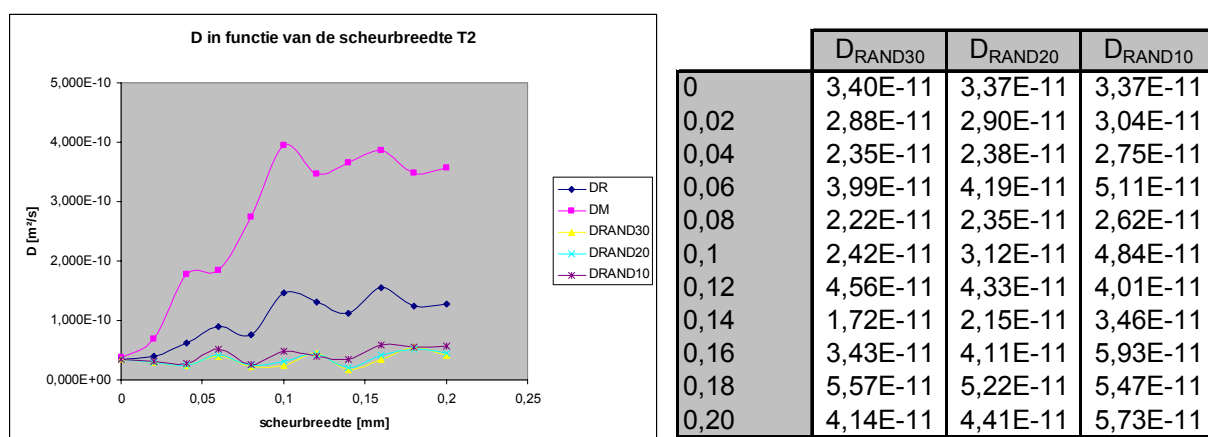
Figuur 5.4: verloop van de diffusiecoëfficiënten in functie van de scheurbreedte voor T1



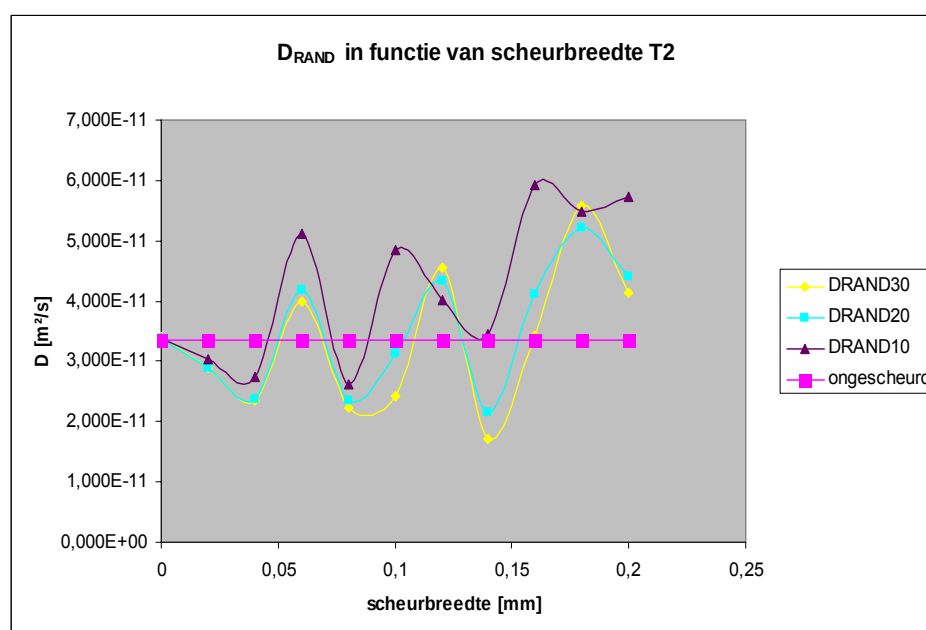
Figuur 5.5: verloop van de diffusiecoëfficiënten van de randzones in functie van de scheurbreedte voor T1

Zoals op Figuur 5.4 is te zien, variëren D_{RAND30} en D_{RAND20} relatief weinig in functie van de scheurbreedte en blijken geen invloed te ondervinden van de aanwezigheid van de scheur. Uit Figuur 5.5 blijkt inderdaad dat beide diffusiecoëfficiënten de waarde van de gemiddelde diffusiecoëfficiënt in ongescheurd beton benaderen. De diffusiecoëfficiënt in ongescheurd beton werd berekend op basis van x_d , dat volgens de norm het gemiddelde is van de penetratiedieptes op zeven verschillende plaatsen. Men bekomt dan een diffusiecoëfficiënt gelijk aan $3,74 \times 10^{-11}$. D_{RAND10} vertoont grotere variaties naarmate de scheurbreedte groter wordt. Tot een scheurbreedte gelijk aan 0,06 mm kent D_{RAND10} hetzelfde verloop als de andere diffusiecoëfficiënten van de randzone, bij een grotere scheurbreedte is D_{RAND10} steeds groter dan D_{RAND20} en D_{RAND30} . Dit wijst er op dat de lengte van de invloedszone kleiner is dan 10 mm langs beide zijden van de scheur, bij een maximale scheurbreedte van 0,06 mm. Bij een maximale scheurbreedte van 0,2 mm blijkt uit de figuur dat de grens van de invloedszone zich situeert tussen 10 mm en 20 mm van de scheur weg, aangezien D_{RAND20} en D_{RAND30} steeds benaderend gelijk zijn aan de diffusiecoëfficiënt van ongescheurd beton en de indringing in de zone vanaf 20 mm van de scheur dus niet wordt beïnvloed door deze scheur. Een verdere verfijning van de grens van deze invloedszone kon niet worden gerealiseerd bij gebrek aan gemeten indringdieptes op een afstand tussen 10 mm en 20 mm van de scheur. Algemeen geldt echter: hoe breder de scheuren, hoe groter de invloedszone van deze scheuren wordt.

Figuur 5.6 en Figuur 5.7 tonen respectievelijk de principes uit Figuur 5.4 en Figuur 5.5 voor proefreeks T2.



Figuur 5.6: verloop van de diffusiecoëfficiënten in functie van de scheurbreedte voor T2



Figuur 5.7: D_{RAND} in vergelijking met de diffusiecoëfficiënt voor ongescheurd beton voor T2

De diffusiecoëfficiënt van ongescheurd beton werd opnieuw bepaald als het gemiddelde van de diffusiecoëfficiënten op zeven verschillende plaatsen en is gelijk aan $3,36 \times 10^{-11}$. De invloedszone is opnieuw kleiner dan een gebied van 10 mm rond de scheur indien de scheurbreedte beperkt is tot 0,06 mm. Bij een maximale scheurbreedte gelijk aan 0,2 mm laat de invloed van de scheur zich gelden tot een afstand tussen 10 mm en 20 mm van de scheur. Deze conclusie wordt dus in beide proefreeksen gemaakt. Verder onderzoek kan een mogelijk

numeriek verband opsporen tussen de scheurbreedte en de grote van de invloedzone en kan misschien de conclusies uit deze grafieken bevestigen.

Uit Figuur 5.6 blijkt eveneens dat de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R opnieuw stijgen met toenemende scheurbreedte. De maximale diffusiecoëfficiënt vertoont opnieuw de grootste fluctuaties.

5.1.3 Benaderingen van de diffusiecoëfficiënten

5.1.3.1 Benadering van D_M

Door curve – fitting kan het verloop van de diffusiecoëfficiënten worden benaderd. De benaderingsformules worden opgesteld aan de hand van de gemiddelde diffusiecoëfficiënt per scheurbreedte van de proefreeksen T1 en T2, aangezien de curve – fitting slechts voor deze twee proefreeksen dient te gebeuren en het beton in beide gevallen dezelfde samenstelling heeft. Voor D_M levert dit bijvoorbeeld

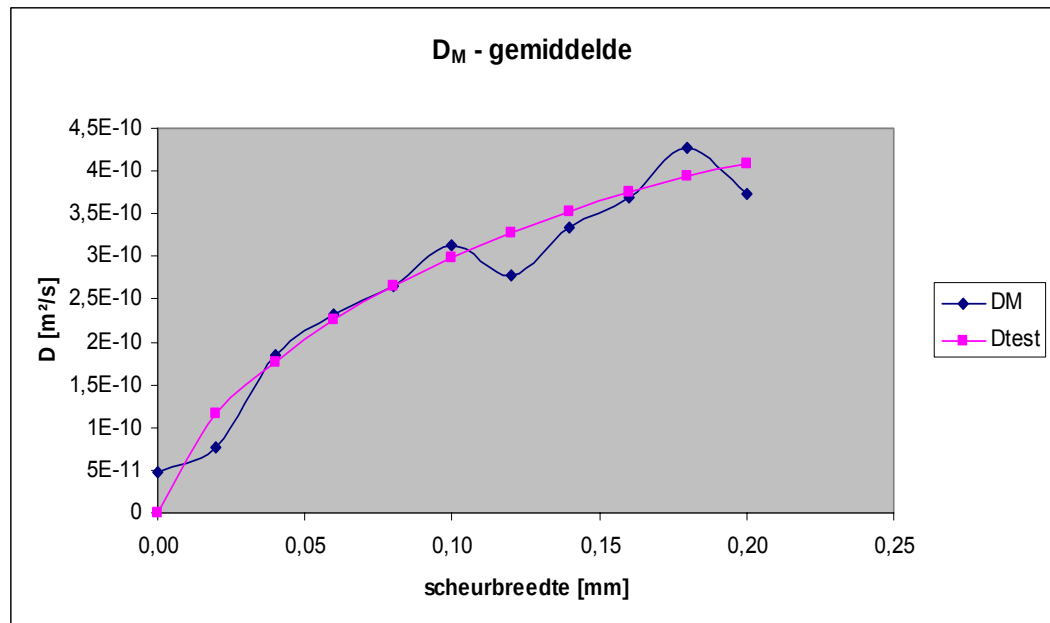
$$D_M(w) = a + b \cdot w \cdot \ln(w) \quad (5.16)$$

met w scheurbreedte in mm

$$a = 2,2567677 \times 10^{-11}$$

$$b = -1,2008047 \times 10^{-09}$$

Deze vergelijking werd bekomen aan de hand van het rekenprogramma TableCurve 2D, dat alle mogelijke vergelijkingen opspoort voor een gegeven combinatie van punten. Het programma biedt de mogelijkheid enkel eenvoudige oplossingen in acht te nemen. Van deze eenvoudige vergelijkingen vertoont (5.16) de beste correlatie (0,961) met het verloop van de berekende diffusiecoëfficiënten D_M in functie van de scheurbreedte. Dit wordt afgebeeld in Figuur 5.8.



Figuur 5.8: resultaat van de curve – fitting met het verloop van D_M , eenvoudige oplossing

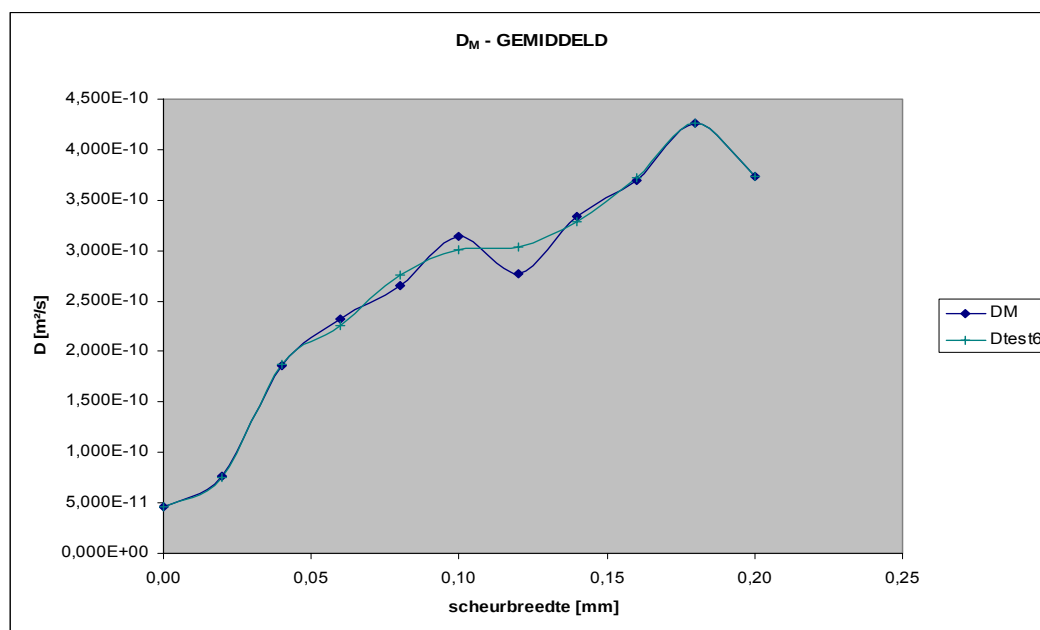
Indien alle mogelijke functies volgens TableCurve worden bekeken, kan de correlatie nog worden vergroot tot 0,995 indien gebruik wordt gemaakt van de Chebyshev polynoom van de negende graad of een lineaire vergelijking van de negende graad. Deze laatste luidt

$$D_M(w) = a + b \cdot w + c \cdot w^2 + d \cdot w^3 + e \cdot w^4 + f \cdot w^5 + g \cdot w^6 + h \cdot w^7 + i \cdot w^8 + j \cdot w^9 \quad (5.17)$$

met

a	= 4,6730613 x 10 ⁻¹¹
b	= -2,7416381 x 10 ⁻⁸
c	= 3,142112 x 10 ⁻⁶
d	= -0,00012842323
e	= 0,0027796898
f	= -0,035295433
g	= 0,27141754
h	= -1,2438739
i	= 3,1276403
j	= -3,322948

en wordt voorgesteld in Figuur 5.9.



Figuur 5.9: resultaat van de curve – fitting met het verloop van D_M , beste oplossing

De benadering door deze formule is inderdaad veel beter, maar is tegelijk veel gevoeliger. Indien nog een derde proefreeks wordt toegevoegd, zal deze functie er helemaal anders uitzien. Daarom wordt de eenvoudige oplossing verkozen boven de beste oplossing. Zoals op Figuur 5.8 is te zien, wordt de snelle stijging van de benadering bij kleine scheurbreedtes echter niet teruggevonden in de experimenten. Een dergelijke kleine scheurbreedte is echter minder belangrijk en is onderhevig aan grotere meetfouten dan de bredere scheuren. Bovendien zijn dergelijke kleine scheuren vaak onderhevig aan het self – healing effect dat werd behandeld in de literatuurstudie en zullen dus in realiteit niet voor een groot corrosiegevaar zorgen. Het onderzoek naar dergelijke kleine scheurbreedtes is dus minder relevant dan het onderzoek naar bredere scheuren. Eventueel kan verder onderzoek bepalen of meer experimenten het verloop van D_M inderdaad meer naar de benadering doen neigen, of integendeel een andere benadering dient te worden gezocht.

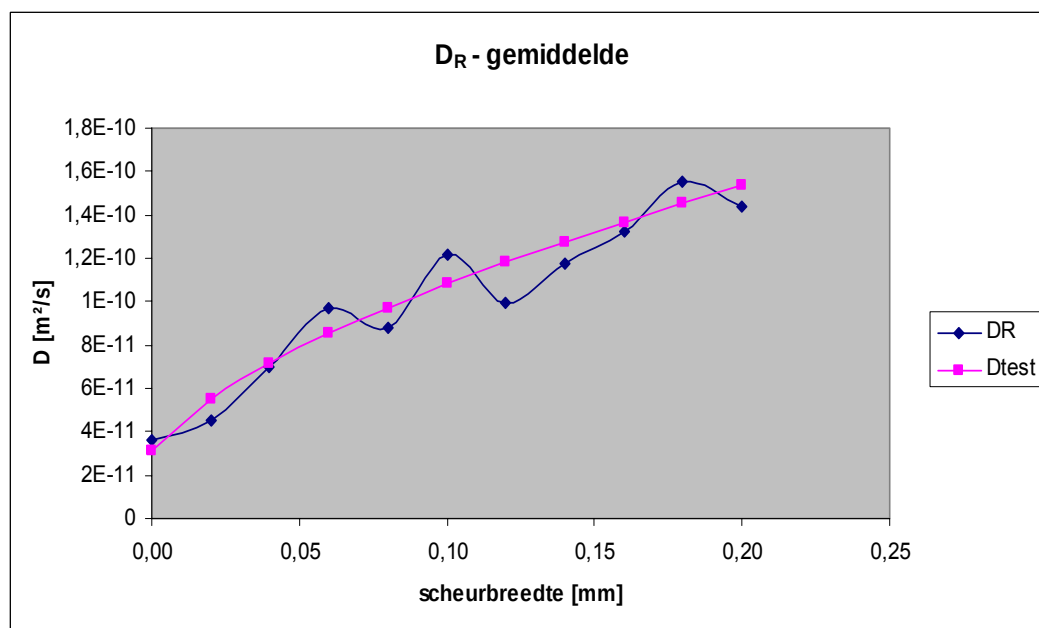
5.1.3.2 Benadering voor D_R

Ook voor D_R wordt een benaderingsformule gezocht met behulp van TableCurve 2D. De eenvoudigste oplossing die tevens de beste correlatie (0,946) vertoont met het verloop van de gemiddelde D_R in functie van de scheurbreedte w luidt

$$D_R(w) = \sqrt{a + b \cdot e^w} \quad (5.18)$$

met $a = -1,0122303 \times 10^{-19}$
 $b = 1,0218578 \times 10^{-19}$

Het verloop van deze benadering wordt weergegeven in Figuur 5.10.



Figuur 5.10: resultaat van de curve – fitting met het verloop van D_R , eenvoudige oplossing

Opnieuw geldt de opmerking dat de benadering afwijkt van het werkelijk verloop bij kleinere scheurbreedtes ondanks de hoge correlatie, maar dat deze scheurwijdtes minder relevant zijn met betrekking tot het corrosiegevaar.

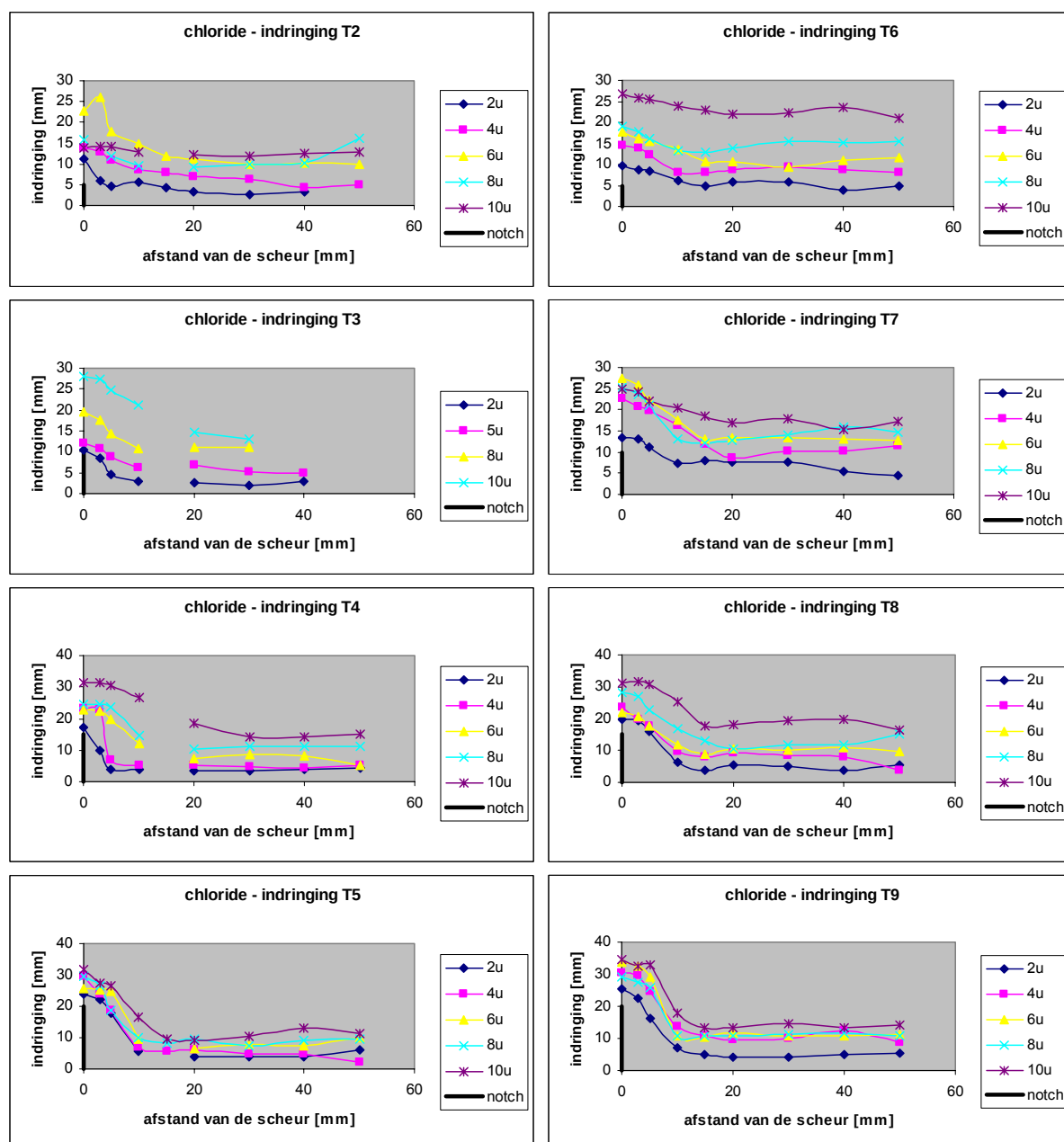
Zoals bij de benadering van D_M , vertoont een lineaire vergelijking van de negende graad zoals (5.17) de beste correlatie (0,992) met het verloop van D_R . Wegens de hoge gevoeligheid van een dergelijke vergelijking wordt echter de eenvoudige oplossing weerhouden.

5.2 *Kunstmatige scheuren*

5.2.1 Studie van het penetratiefront

Net zoals bij de proefstukken met reële scheuren worden de indringdieptes herleid tot indringdieptes in betonnen proefstukken van 28 dagen oud, met een dikte van 50 mm en getest bij 20°C. Voor de aanpassingsformules wordt verwezen naar (5.8), (5.14) en (5.15). De resultaten van de metingen van de indringdieptes worden gegeven in Bijlage E, de aangepaste waarden worden gegeven in Bijlage F.

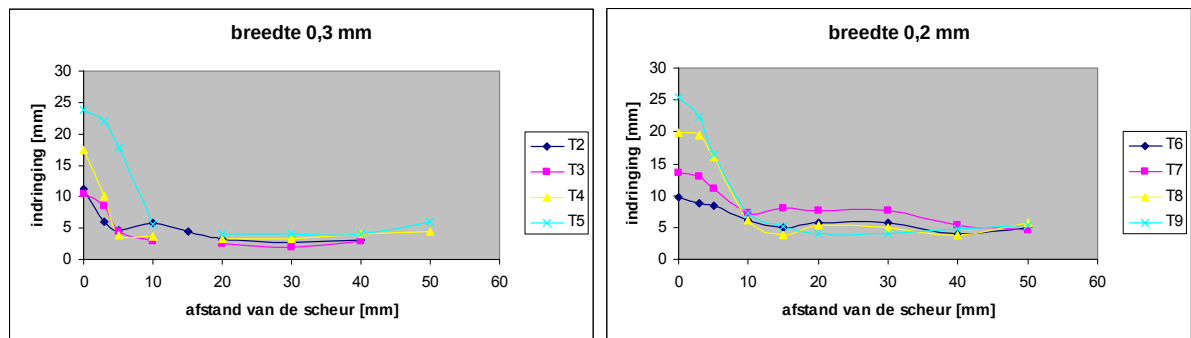
De profielen uit Figuur 5.11 vertonen dezelfde vorm als theoretisch werd verwacht. Uit de profielen is inderdaad duidelijk dat een grotere afstand tot de scheur en een kortere proefduur aanleiding geven tot kleinere indringdieptes. Vanaf een bepaalde afstand van de scheur is de indringing constant. Uit de profielen valt eveneens op dat een langere proefduur ervoor zorgt dat het indringfront zich uitspreidt en de helling van het front daalt. Zo kent het profiel na 2u over het algemeen een veel steilere helling dan het profiel na 8u. Dit fenomeen werd eveneens vastgesteld in de experimenten van Win [9]. In dit werk werden microscheuren ontdekt die op de wanden van de scheur aanvangen. Deze microscheuren zijn volgens Win verantwoordelijk voor de snelle penetratie van chloriden loodrecht op de scheur, veel sneller dan de penetratie langs het betonoppervlak naast de scheur. Hierdoor zal het chloridefront zich uitspreiden langs beide zijden van de scheur en zal de helling van het chloridefront zwakker worden. Verder zal door de dubbele indringing van chloriden in het beton, langs de scheurwand en langs het betonoppervlak, het penetratiefront bovenaan de scheur veel sneller uitbreiden dan aan de scheurtip, waar de chloriden enkel via de scheurrand kunnen indringen. Zo zal het front ook een zwakkere helling krijgen in afwezigheid van microscheuren naarmate de proefduur vordert.



Figuur 5.11: resulterende chlorideprofielen van de proefstukken met kunstmatige scheuren

De vraag rijst of de karakteristieken (diepte en breedte) van de scheur zelf een invloed hebben op het profiel. Om dit te onderzoeken wordt enerzijds de invloed van de scheurdiepte onder constante scheurbreedte en anderzijds de invloed van de scheurbreedte onder constante scheurdiepte bekeken, beide gevallen eveneens bij een constante proefduur.

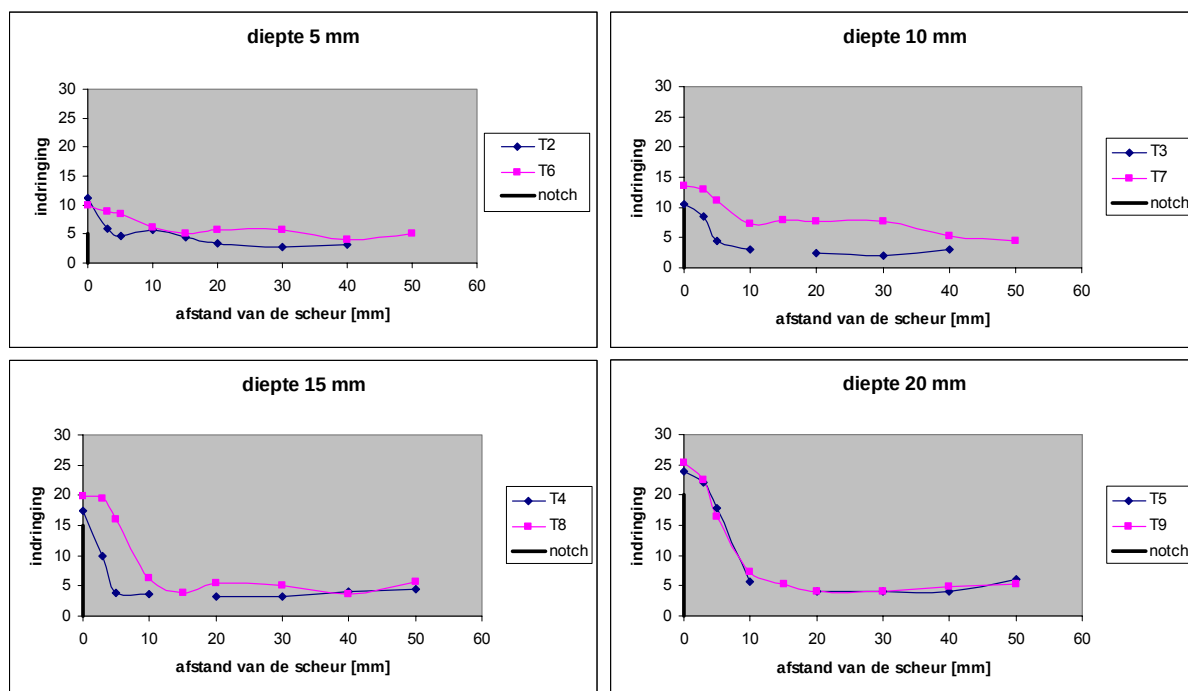
Voor een proef van 2u, wordt het eerste geval voorgesteld in Figuur 5.12.



Figuur 5.12: invloed van de scheurlengte op de helling van het profiel

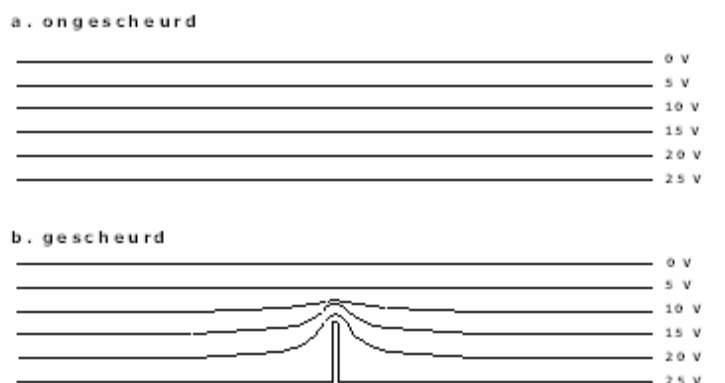
Zoals op beide grafieken van Figuur 5.12 is te zien, spreidt het profiel zich uit, maar stijgt de helling van het indringingsprofiel met toenemende scheurlengte. Een langere scheur betekent dat het deel van het beton waarin chloriden enkel via de scheurwand zijn ingedrongen groter wordt. Zo zal het chloridefront over een groot deel van de scheur niet beïnvloed worden door de indringing langs het betonoppervlak en dus steiler zijn. Vergelijking van de profielen voor de scheurbreedtes gelijk aan 0,3 mm en 0,2 mm toont dat de indringing bij deze laatste hoger lijkt te zijn dan in geval de scheurbreedte gelijk is aan 0,3 mm. Dit klopt niet met wat theoretisch werd verwacht en vraagt om bevestiging.

Het tweede geval, variërende scheurbreedte onder constante scheurlengte, wordt voorgesteld in Figuur 5.13, opnieuw bij een proefduur gelijk aan 2u. Uit deze grafieken is het inderdaad duidelijk dat de indringing in geval van scheurbreedte 0,2 mm steeds groter is dan de indringing bij 0,3 mm als scheurwijdte. Verder valt uit de grafieken het even onverwachte resultaat af te leiden dat een scheurbreedte van 0,2 mm aanleiding geeft tot een grotere uitspreiding van het profiel rond de scheur dan een scheurbreedte 0,3 mm, al lijkt dit voornamelijk op te gaan voor scheurdieptes tot 15 mm. Bij een scheurdiepte gelijk aan 20 mm vallen beide indringprofielen nagenoeg samen. Resultaten voor langere proefduren bevestigen dit. De helling van het front lijkt niet beïnvloed te worden door de breedte van de scheur. De scheurkarakteristieken hebben dus geen invloed op de helling van het penetratiefront, wel op de uitspreiding: hoe langer de scheur, hoe verder van de scheur er sporen zijn terug te vinden van chloriden. De invloed van de scheurbreedte lijkt tegenstrijdig: langs een bredere scheur dringen de chloriden minder diep in.



Figuur 5.13: invloed van de scheurbreedte op de helling van het profiel

De oorzaak van deze onverwachte resultaten valt niet meteen af te leiden uit het onderzoek. Controle van de scheurbreedtes van de proefstukken leert de plaatjes dus niet zijn omgewisseld. Meetfouten worden uitgesloten omdat de onverwachte resultaten zich voor alle proefreeksen herhalen. Er zijn twee mogelijke verklaringen voor deze vaststelling. Een eerste verklaring luidt dat een nauwere scheurtip aanleiding geeft tot een stromingspiek, waardoor de indringing vergroot. Er wordt extern een potentiaalverschil van 25 V over het proefstuk aangelegd. In ongescheurd beton lopen de equipotentiaallijnen evenwijdig met de rand van het proefstuk, in gescheurd beton echter wordt dit regelmatig patroon verstoord en komen de equipotententialen aan de scheurtip zeer dicht bij elkaar te liggen (Figuur 5.14).



Figuur 5.14: equipotentiaallijnen in een ongescheurd (a) en een gescheurd (b) proefstuk

In de relatie

$$V = I \cdot R \quad (5.19)$$

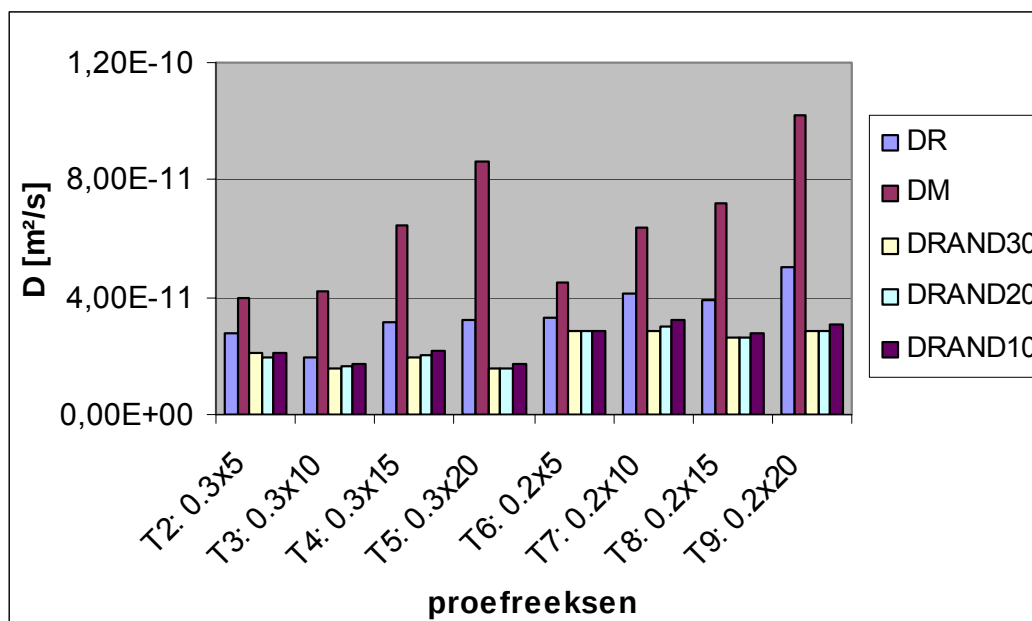
is V het potentiaalverschil over de kern, dat in dit geval constant is. R is de weerstand van het materiaal en is een materiaalconstante. De stroomsterkte I is bijgevolg eveneens een constante. In geval van gescheurd beton blijft het spanningsverschil over het proefstuk constant, maar is de weerstand kleiner dan bij ongescheurd beton. In gescheurd beton is de stroom dus groter en dit is des te meer het geval naarmate de scheurtip smaller is. Een grotere stromingspiek bij de kleinere scheurbreedtes zorgt ervoor dat de negatief geladen chloride – ionen dieper in het beton worden gevoerd en kan dus de resultaten verklaren.

Een tweede mogelijkheid is dat er microscheuren zijn ontstaan door de hogere spanningspieken die ontstaan door de hydratatie en krimp van jong beton. Dit geldt immers vooral bij nauwere breedtes onderaan de scheur. Deze microscheuren vormen natuurlijke paden waarlangs de chloriden snel het beton kunnen binnendringen.

Verder onderzoek zal moeten uitwijzen of één van beide of beide theorieën de grotere indringing bij kleinere scheurbreedtes kan verklaren.

5.2.2 Studie van de diffusiecoëfficiënten

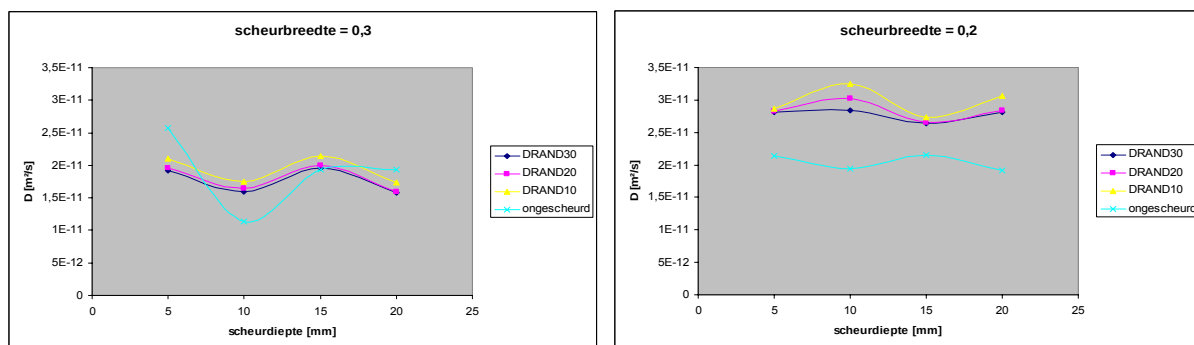
Uit de opgemeten en aangepaste indringdieptes kunnen de diffusiecoëfficiënten worden berekend. Dit wordt op dezelfde manier gedaan als bij de proefstukken met reële scheuren, zodat opnieuw de diffusiecoëfficiënten D_R , D_M , D_{RAND30} , D_{RAND20} , D_{RAND10} worden berekend. De resultaten worden samengevat in Figuur 5.15, waarin de voorgestelde coëfficiënten telkens gemiddelden zijn over alle proefduren die werden toegepast op de respectievelijke proefreeksen, omdat de diffusiecoëfficiënten in principe onafhankelijk zijn van de proefduur. Dergelijke voorstellingswijze laat toe de invloed van de scheurdiepte en –wijde kwalitatief te achterhalen. De cijfergegevens met betrekking tot de berekende diffusiecoëfficiënten worden gebundeld in Bijlage G.



Figuur 5.15: resultaten berekening diffusiecoëfficiënten voor proefstukken met kunstmatige scheuren

Uit de figuur blijkt dat D_M zoals verwacht stijgt met toenemende scheurdiepte en constante scheurbreedte en dat bij een scheurbreedte van 0,3 mm de diffusiecoëfficiënt groter is dan bij een scheurbreedte van 0,2 mm, onder de voorwaarde van constante scheurdiepte. Voor D_R kunnen dezelfde conclusies worden getrokken, zij het dat de evoluties minder uitgesproken zijn. De diffusiecoëfficiënten aan de rand, zelfs D_{RAND10} , lijken per scheurbreedte nauwelijks te veranderen met een toenemende scheurdiepte, wat er op zou kunnen wijzen dat de invloedszone van de scheuren zeer beperkt is. Om dit na te gaan, worden deze diffusiecoëfficiënten uitgezet per scheurdiepte en per scheurbreedte.

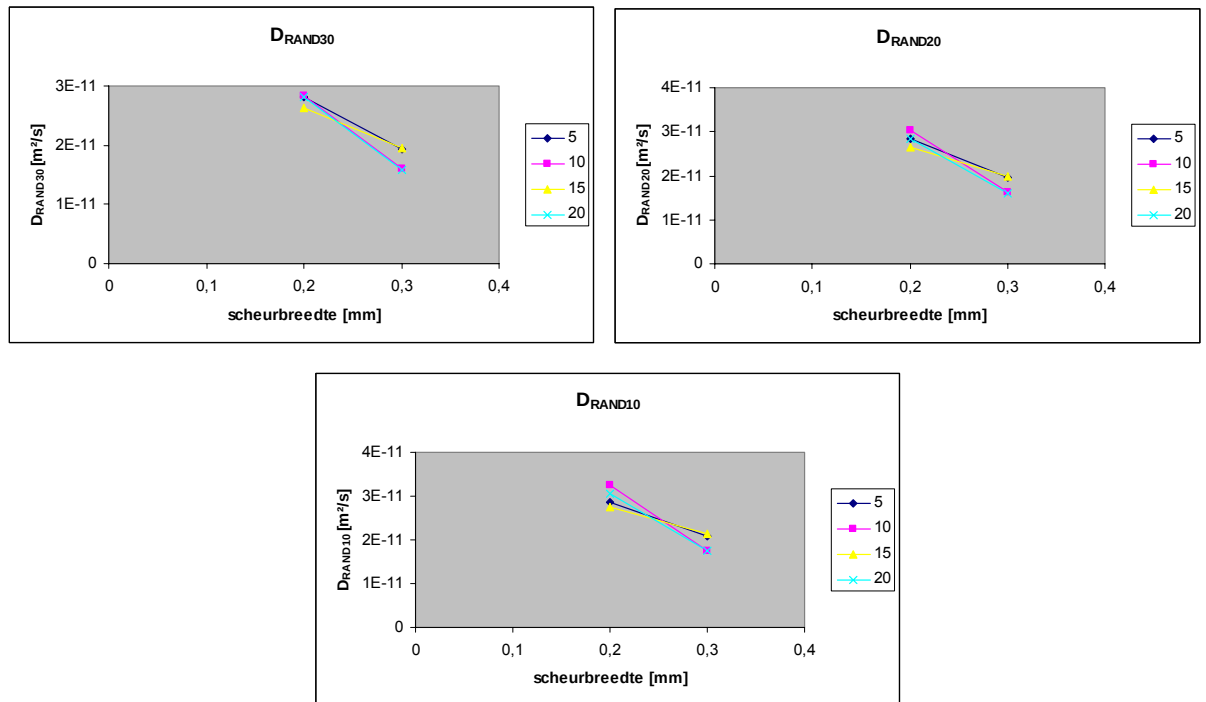
Figuur 5.16 toont het verloop van de diffusiecoëfficiënten van de rand in functie van de scheurdiepte, respectievelijk voor een scheurbreedte gelijk aan 0,3 mm en 0,2 mm.



Figuur 5.16: invloed van de scheurdiepte op de invloedszone

Uit de grafieken blijkt dat de scheurdiepte geen invloed heeft in het gebied voorbij 10 mm van de scheur. D_{RAND30} , D_{RAND20} en D_{RAND10} blijken immers bij benadering hetzelfde verloop te kennen, al is de overeenkomst beter bij een scheurbreedte gelijk aan 0,3 mm. Uit Figuur 5.16 blijkt wel dat bij beide scheurbreedtes de permeabiliteit van het beton stijgt naarmate de aanvang van de randzone dichterbij de scheur begint, aangezien D_{RAND10} steeds groter is dan D_{RAND20} en D_{RAND30} . Dit zou toch kunnen wijzen op een zekere invloed van de scheur, al is die dan wel onafhankelijk van de scheurdiepte. Uit Figuur 5.16 blijkt immers dat het verschil tussen de verschillende diffusiecoëfficiënten van de rand constant blijft bij een toenemende scheurdiepte. In het geval van een 0,3 mm brede scheur benaderen de drie diffusiecoëfficiënten van de rand bovendien de diffusiecoëfficiënt van ongescheurd beton, wat opnieuw het vermoeden voedt van een zeer kleine invloedszone. Bij een scheurbreedte van 0,2 mm is de permeabiliteit toch groter dan in ongescheurd beton. De oorzaak hiervan moet worden gelinkt aan de grotere indringing bij de kleinste scheurbreedte en niet aan de invloed van de scheur. Een gelijkmatige verhoging van de drie coëfficiënten van de rand ten opzichte van de diffusiecoëfficiënt van ongescheurd beton strookt niet met de eerder gevonden principes en is niet logisch.

De invloed van de scheurbreedte wordt voorgesteld door grafieken zoals in Figuur 5.17. Deze drie grafieken geven respectievelijk de berekende diffusiecoëfficiënten D_{RAND30} , D_{RAND20} en D_{RAND10} in functie van de scheurbreedte. Het valt onmiddellijk op dat de diffusiecoëfficiënten bij een scheurbreedte 0,2 mm groter zijn dan bij 0,3 mm als scheurbreedte. Dit is een rechtstreeks gevolg van de hogere gemeten indringdieptes in dit geval. De invloed van de scheurbreedtes op de randzone kan echter niet worden bepaald uit deze experimenten, aangezien er getest werd op slechts twee verschillende scheurbreedtes en er dus geen trends kunnen worden onderscheiden op de grafieken.

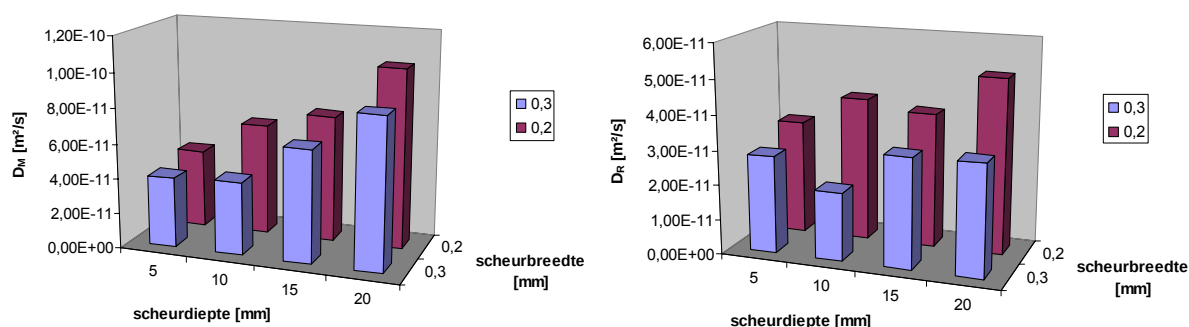


Figuur 5.17: invloed van de scheurbreedte op de invloedszone van de scheur

5.2.3 Benaderingen van de diffusiecoëfficiënten

Net zoals in het geval van proefstukken met reële scheuren, worden benaderingsformules opgesteld om de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R te berekenen in functie van de scheurkarakteristieken. Op basis van het werk van De Schutter werd in de scriptie van Van Damme reeds een machtsfunctie opgesteld [32]. Dit wordt behandeld in 5.2.4. Aangezien deze functie werd opgesteld met een niet – lineaire regressie analyse op basis van een groter aantal experimenten dan in dit onderzoek, zou het opstellen van een andere machtsfunctie op basis van de onderhavige experimenten een minder nauwkeurig resultaat leveren.

Er wordt uitgegaan van een alternatieve werkwijze. Op basis van de driedimensionale voorstelling van de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R in Figuur 5.18 kan worden vastgesteld dat de variatie in de x – richting (scheurdiepte) en de y – richting (scheurbreedte) apart kan berekend worden. Door dit onderscheid te maken, kan de benadering worden berekend zoals bij de proefstukken met reële scheuren en worden de invloeden van de scheurdiepte en – breedte ontkoppeld.



Figuur 5.18: voorstelling van D_M (links) en D_R (rechts) in functie van de scheurdiepte en de scheurbreedte

Uit Figuur 5.18 valt op dat de diffusiecoëfficiënten stijgen met een toenemende scheurdiepte (x - richting) en met een afnemende scheurbreedte (y – richting), waarop reeds meermaals werd gewezen. Deze variaties zijn veel duidelijker voor D_M dan voor D_R , wat een gevolg is van de definitie van beide coëfficiënten. In tegenstelling tot de proeven op proefstukken met reële scheuren leveren de proeven op proefstukken met kunstmatige scheuren geen resultaten die wijzen op het bestaan van een maximale waarde van D_M en D_R , waardoor de formules (5.16) en (5.18) niet kunnen worden overgenomen.

5.2.3.1 Benadering voor D_M

Voor de diffusiecoëfficiënt in de scheurzone worden de variaties in functie van de scheurdiepte en de scheurbreedte voorgesteld in Figuur 5.19. In de linkerfiguur wordt eveneens de gemiddelde waarde weergegeven van de diffusiecoëfficiënten bij beide scheurbreedtes, op de rechterfiguur wordt de gemiddelde waarde van de diffusiecoëfficiënten bij alle scheurdieptes afgebeeld. Het opstellen van de formule gebeurt zoals bij de reële scheuren aan de hand van deze gemiddelde waarden, aangezien alle proefreeksen met dezelfde betonsamenstelling werden gemaakt.

$$D_M(d) = \frac{\ln(d)}{a \cdot \ln(d) + b \cdot d} \quad (5.20)$$

met d scheurdiepte in mm
 a $= 3,4550488 \times 10^{+10}$
 b $= -3,5829738 \times 10^{+09}$

vertoonde volgens TableCurve de beste correlatie, groter dan 0,999, met het verloop van de gemiddelde diffusiecoëfficiënten in functie van de scheurdiepte.

Dezelfde werkwijze werd gevolgd om de invloed van de scheurbreedte te bepalen. Aangezien er slechts twee verschillende scheurbreedtes werden getest, is deze benadering steeds een lineaire vergelijking, in dit geval

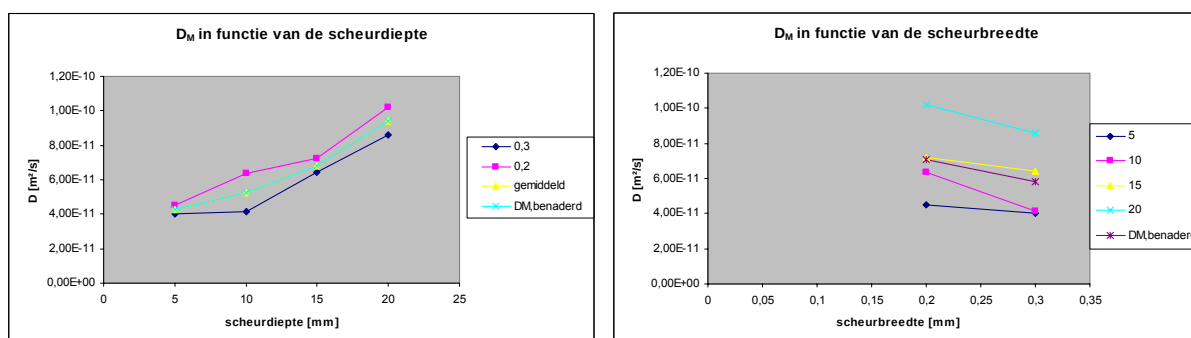
$$D_M(w) = c \cdot w + e \quad (5.21)$$

met w scheurbreedte in mm

$$c = -1,28 \times 10^{-10}$$

$$e = 9,64 \times 10^{-11}$$

(5.20) en (5.21) worden eveneens weergegeven in Figuur 5.19. Het benaderend verloop van D_M in functie van de scheurdiepte en –breedte stemt inderdaad goed overeen met de berekende gemiddelde diffusiecoëfficiënten.



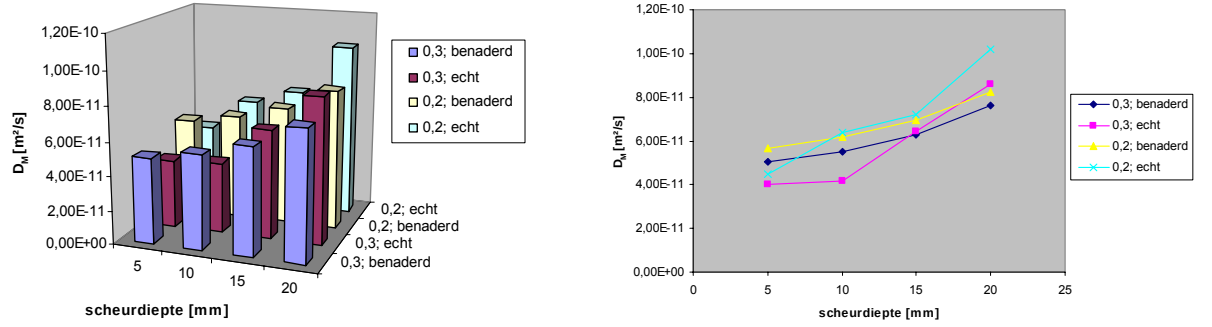
Figuur 5.19: D_M in functie van de scheurdiepte (links) en de scheurbreedte (rechts)

Combinatie van (5.20) en (5.21) levert het benaderend verloop van de diffusiecoëfficiënt D_M in functie van de scheurdiepte en –breedte volgens:

$$D_M(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln(d)}{a \cdot \ln(d) + b \cdot d} + c \cdot w + e \right) \quad (5.22)$$

met a , b , c en e zoals hierboven gegeven.

Het verschil tussen de met (5.22) benaderde waarden van D_M en de werkelijke waarden wordt getoond in Figuur 5.20.



Figuur 5.20: vergelijking tussen de werkelijke en de benaderde waarden van D_M

Vooraf uit de tweedimensionale voorstelling blijkt duidelijk dat de benadering relatief goed overeenstemt met de werkelijke waarden, maar dat de diffusiecoëfficiënt bij kleine scheurbreedtes wordt onderschat en bij grote wordt onderschat. Rekening houdend met het feit dat vooral brede scheuren nadelig zijn voor de duurzaamheid van constructies, is de onderschatting van de diffusiecoëfficiënt gevaarlijk ten aanzien van de bepaling van de resterende levensduur. Daarom wordt de berekening opnieuw uitgevoerd, maar dit keer wordt de benadering van D_M bepaald aan de hand van het maximum van de betreffende diffusiecoëfficiënten, in plaats van de gemiddelde coëfficiënten. Zo bekomt men voor (5.20)

$$D_M(d) = \frac{1}{a + b \cdot \sqrt{d} \cdot \ln(d)} \quad (5.23)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= 2,4948998 \times 10^{+10} \\ b &= -1,1257493 \times 10^{+09} \end{aligned}$$

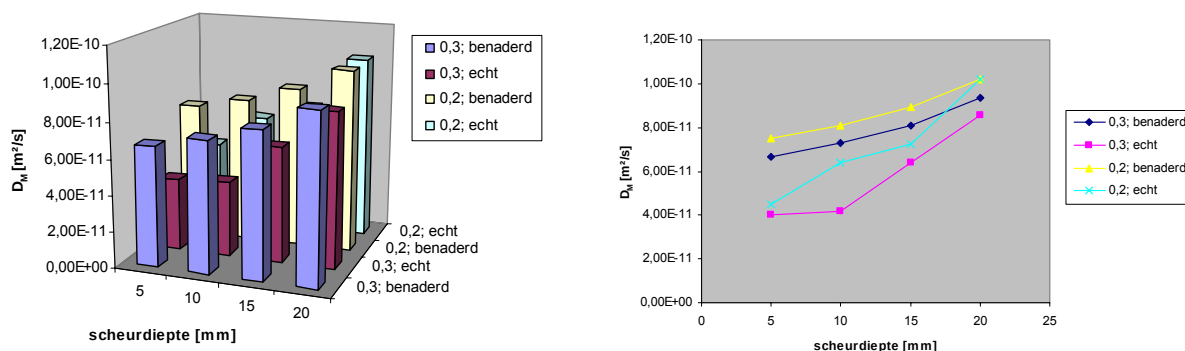
die een correlatie 0,976 vertoont met het werkelijk verloop en worden de coëfficiënten c en e van (5.21) respectievelijk $-1,63 \times 10^{-10}$ en $1,35 \times 10^{-10}$.

Combinatie van deze vergelijkingen levert

$$D_M(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot \sqrt{d} \cdot \ln(d)} + c \cdot w + e \right) \quad (5.24)$$

met a, b, c en e zoals hiervoor werd bepaald.

Vergelijking tussen de met (5.24) benaderde waarden en de werkelijke waarden van D_M kan nu worden gemaakt met behulp van Figuur 5.21.



Figuur 5.21: vergelijking tussen de werkelijke en de benaderde waarden van D_M

Nu blijkt dat de diffusiecoëfficiënt D_M berekend met (5.24) steeds groter is dan de werkelijke waarde, wat een veilige benadering is.

5.2.3.2 Benadering van D_R

Op dezelfde manier wordt te werk gegaan om de gemiddelde diffusiecoëfficiënt over de volledige diameter van het proefstuk te benaderen. Opnieuw wordt de benadering gemaakt op basis van de desbetreffende maximale diffusiecoëfficiënten.

Volgens TableCurve wordt D_R in functie van de scheurdiepte het best beschreven door

$$D_R(d) = \frac{1}{a + b \cdot d^{1,5}} \quad (5.25)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= 3,0143689 \times 10^{+10} \\ b &= -1,1456953 \times 10^{+08} \end{aligned}$$

De correlatie bedraagt ongeveer 0,892.

D_R in functie van de scheurbreedte wordt opnieuw bepaald door lineaire vergelijking

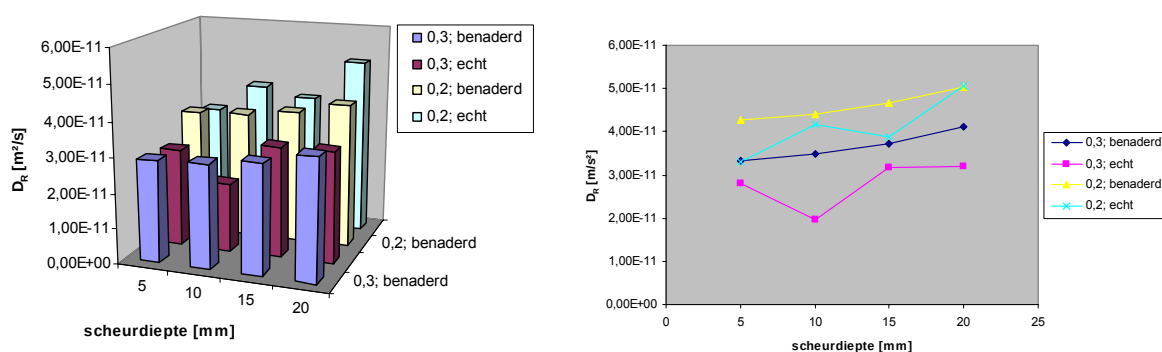
$$D_R(w) = c \cdot w + e \quad (5.26)$$

$$\begin{aligned} \text{met } c &= -1,85 \times 10^{-10} \\ e &= 8,75 \times 10^{-11} \end{aligned}$$

Combinatie van beide vergelijkingen leidt tot de uitdrukking

$$D_R(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot d^{1.5}} + c \cdot w + e \right) \quad (5.27)$$

met a, b, c en e zoals hiervoor werd bepaald. Vergelijking tussen de met (5.27) benaderde waarden van D_R en de werkelijke waarden wordt uitgevoerd met behulp van Figuur 5.22.



Figuur 5.22: vergelijking tussen de werkelijke en de benaderde waarden van D_R

Uit de figuur blijkt dat de met (5.27) benaderde diffusiecoëfficiënten D_R groter zijn dan de werkelijke waarden. (5.27) is dus opnieuw een veilige benadering ten aanzien van de bepaling van de resterende levensduur van de constructie.

5.2.4 Toepassing van het werk van De Schutter

Experimenten met kunstmatige scheuren werden reeds uitgevoerd door De Schutter [80, 81]. In tegenstelling tot deze experimenten werd in de huidige proeven een grotere indringing vastgesteld bij de smalste scheur. De Schutter stelde met behulp van een niet – lineaire regressie analyse een formule op voor de verhouding

$$\gamma_{CL}(w, d) = \frac{A_{CL}(w, d)}{A_{CL}(w = 0, d = 0)} \quad (5.28)$$

van de A – waarden voor gescheurd en ongescheurd beton uit de algemene indringformule

$$x = A \cdot \sqrt{t} \quad (5.1)$$

en bekwaam

$$\gamma_{CL}(w, d) = \exp \left[0,2541 \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0,5202} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{0,2652} \right] \quad (5.29)$$

met $w_0 = d_0 = 1$. Niklas Van Damme bracht in zijn scriptie [32] deze formule in verband met de berekening van de diffusiecoëfficiënt volgens

$$D_S = \left\{ \exp \left[0,2541 \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0,5202} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{0,2652} \right] \right\}^2 \cdot D_B \quad (5.30)$$

Met D_S de diffusiecoëfficiënt van gescheurd beton, in functie van de scheurbreedte en –diepte en D_B de diffusiecoëfficiënt voor ongescheurd beton. Deze formule levert een tweede manier om de diffusiecoëfficiënt te berekenen en kan dienen om de hierboven berekende waarden te controleren. De diffusiecoëfficiënt D_B wordt berekend uit experimenteel bepaalde chlorideprofielen van ongescheurde proefstukken. Er wordt onderscheid gemaakt tussen $D_{B,R}$, $D_{B,M}$ en $D_{B,RAND30}$, zodat per proefreeks ook drie verschillende diffusiecoëfficiënten D_S worden berekend: $D_{S,R}$, $D_{S,M}$, $D_{S,RAND30}$. Tabel 5.3 verzamelt de resultaten van de berekening van D_S .

Tabel 5.3: resultaten van de berekening van D_S

	D_R [m ² /s]	$D_{S,R}$ [m ² /s]	D_M [m ² /s]	$D_{S,M}$ [m ² /s]	D_{RAND30} [m ² /s]	$D_{S,RAND30}$ [m ² /s]
T2	2,81E-11	6,15E-11	4,01E-11	6,73E-11	1,92E-11	6,02E-11
T3	1,97E-11	3,85E-11	4,17E-11	3,88E-11	1,59E-11	3,86E-11
T4	3,18E-11	8,90E-11	6,42E-11	9,36E-11	1,96E-11	8,78E-11
T5	3,20E-11	1,14E-10	8,59E-11	1,19E-10	1,58E-11	1,12E-10
T6	3,31E-11	4,35E-11	4,50E-11	4,25E-11	2,82E-11	4,59E-11
T7	4,15E-11	5,89E-11	6,38E-11	6,20E-11	2,84E-11	5,81E-11
T8	3,88E-11	7,64E-11	7,22E-11	7,12E-11	2,64E-11	8,38E-11
T9	5,05E-11	1,01E-10	1,02E-10	1,10E-10	2,82E-11	9,26E-11

Tabel 5.3 leert dat de beste correlatie optreedt tussen D_M en $D_{S,M}$. (5.30) benadert de diffusiecoëfficiënt dus het best in de invloedzone van de scheur. Voor de proefreeksen T6, T7, T8 en T9, dus de proefreeksen met scheurbreedte 0,2 mm, is de overeenstemming uitstekend, voor de andere proefreeksen levert de berekening met (5.30) meestal grotere diffusiecoëfficiënten dan in de praktijk het geval is. Dit betekent een veilige benadering ten aanzien van de bepaling van de levensduur van het proefstuk. Zodoende komt men tot het besluit dat deze experimenten bevestigen dat (5.30) een goede, zoniet een veilige benadering is van de diffusiecoëfficiënt van een constructie, in de invloedzone rond de scheur.

HOOFDSTUK 6:

BESLUIT EN VERDER ONDERZOEK

Tot slot van deze scriptie worden de belangrijkste elementen uit het onderzoek nog eens samengevat in de vorm van een besluit. Nauw aansluitend op dit besluit worden enkele aanbevelingen samengevat omtrent het verder onderzoek, zowel voor het geval van reële als voor kunstmatige scheuren.

6.1 *Besluit*

Het doel van het onderzoek was de indringing van chloriden te bestuderen in gescheurd beton, aan de hand van de karakteristieken van deze scheur. Zo werden er een aantal aspecten van de indringing onder de loep genomen: de indringdiepte, de vorm van het indringfront en de diffusiecoëfficiënten.

De eerste stap in het onderzoek betrof de initiatie van scheuren in de betonnen proefstukken. In eerder uitgevoerd onderzoek door De Schutter in het laboratorium Magnel werden “kunstmatige scheuren” gebruikt, die in het beton werden geleid door dunne, koperen plaatjes mee in te betonneren en deze opnieuw te verwijderen tijdens de verharding. De afdruk van deze plaatjes deed dienst als scheur, waarvan de breedte werd bepaald door de dikte van het plaatje en de diepte door de diepte waarin het plaatje in het beton werd gestoken. In dit onderzoek werd enerzijds dezelfde methode gebruikt om scheuren te initiëren, met scheurbreedtes 0,2 mm en 0,3 mm en scheurdieptes gelijk aan 5 mm, 10 mm, 15 mm en 20 mm. Anderzijds werden scheuren ook op natuurlijke wijze in het beton geleid, namelijk door overmatige belasting in een splijt- of driepuntsbuigproef. De scheurbreedte werd in dergelijke gevallen gemeten met een scheurmicroscoop, de scheurdiepte kon niet worden opgemeten. De indringing van chloriden werd daarna getest met een CTH test, waarin de penetratie wordt versneld door een extern aangelegd elektrisch veld. De indringing van chloriden werd gemeten aan de hand van een colorimetrische methode: besprenkeling met zilvernitraat doet het zilver met de chloriden binden, waardoor een zichtbare, witte neerslag ontstaat.

Dat scheuren de permeabiliteit van het beton vergroten, was reeds voor dit onderzoek algemeen bekend. Uit de resultaten bleek dat de indringing van chloriden inderdaad groter was in de nabijheid van de scheur. Vanaf een bepaalde afstand van de scheur bleef de indringing constant, wat er op wees dat er een invloedszone bestaat rond de scheur waarin deze scheur aanleiding geeft tot een verhoogde indringing, zowel in geval van proefstukken met kunstmatige scheuren als met reële scheuren.

Naast de indringing werd ook de vorm van het indringprofiel bestudeerd in geval van proefstukken met kunstmatige scheuren. Er werd vastgesteld dat, bij een constante scheurdiepte en –breedte, een langere proefduur aanleiding geeft tot een chloridefront dat meer uitgespreid is rond de scheur en tot een gereduceerde helling van het profiel. De

toenemende scheurlengte zorgt voor een uitspreiding van de indringing vanaf de scheur en doet de helling van het front stijgen, omdat over een groter deel van de scheur de indringing enkel wordt bepaald door penetratie langs de scheurwand en niet wordt beïnvloed door de indringing vanaf het betonoppervlak. De breedte van de scheur heeft geen invloed op de helling van het indringprofiel, maar vertoont wel onverwachte resultaten. De indringing van chloriden is namelijk groter bij een scheurbreedte van 0,2 mm dan bij 0,3 mm. De oorzaak is mogelijk te wijten aan de aanwezigheid microscheuren en/of door de verhoogde stroomsterkte bij smallere scheuren.

Ten slotte werd ook de invloed van de scheurkarakteristieken op de indringing bepaald, aan de hand van de diffusiecoëfficiënten. De indringdieptes van de chloriden worden immers rechtstreeks gelinkt aan de diffusiecoëfficiënten door de uitdrukking

$$D_{nssm} = \frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad (2.8)$$

$$\text{met } \alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E}} \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0} \right) \quad (2.9)$$

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad (2.10)$$

eigen aan de niet – stationaire migratietest (CTH). Om onderlinge vergelijking van de proefstukken mogelijk te maken, werden de penetratiedieptes van alle proefstukken herleid naar penetratiedieptes in beton van 28 dagen oud en 50 mm dik en bij een temperatuur gelijk aan 20°C. De omzettingsformules zijn

$$x_{28d} = x_k \cdot \left(\frac{28}{k} \right)^{-0.135} \quad (5.8)$$

$$x_{28d, 20^\circ C} = x_{28d, T} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot E}{R} \cdot \left(\frac{1}{293,15} - \frac{1}{T} \right) \quad (5.14)$$

$$x_{28d, 20^\circ C, 0,05m} = x_{28d, 20^\circ C, L} + D \cdot t \cdot \frac{z \cdot F \cdot (U - 2)}{R \cdot 293,15} \cdot \left(\frac{1}{0,05} - \frac{1}{L} \right) \quad (5.15)$$

waarbij D gelijk werd genomen aan de diffusiecoëfficiënt berekend met de origineel opgemeten indringdieptes.

Er werden een aantal diffusiecoëfficiënten gedefinieerd. Zo is D_M de diffusiecoëfficiënt in de zone van 3 mm rond de scheur, D_R de gemiddelde diffusiecoëfficiënt over de volledige diameter van het proefstuk en D_{RAND30} de diffusiecoëfficiënt van de randzone die aanvangt op +/- 30 mm van de scheur. Zowel in het onderzoek op kunstmatige als op reële scheuren vertoonde D_M de grootste fluctuaties en was D_{RAND30} ongeveer een constante, benaderend gelijk aan de diffusiecoëfficiënt voor ongescheurd beton. Dit wijst opnieuw op het bestaan van een invloedszone. De lengte van deze invloedszone werd onderzocht in functie van de scheurbreedte van reële scheuren. Daarvoor werden de diffusiecoëfficiënten D_{RAND20} en D_{RAND10} ingevoerd, van een randzone die respectievelijk begint op +/-20 mm en +/- 10 mm van de scheur. Het bleek dat bij een maximale scheurbreedte van 0,06 mm de invloedszone zich uitstrekt tot 10 mm van de scheur, bij een maximale scheurbreedte van 0,2 mm lag de grens tussen 10 mm en 20 mm van de scheur. De invloedszone wordt dus groter bij een toenemende scheurbreedte. Voor de proefstukken met kunstmatige scheuren konden geen trends worden vastgesteld met betrekking tot de invloed van de scheurbreedtes op de invloedszone, aangezien er slechts proeven werden uitgevoerd op twee verschillende scheurbreedtes. De invloed van de scheurdieptes op de invloedszone kon niet worden achterhaald, al leek het er op dat de scheurdiepte nauwelijks invloed had op de omvang ervan.

Voor proefstukken met reële scheuren werd een uitdrukking opgesteld voor de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R in functie van de scheurbreedte:

$$D_M(w) = a + b \cdot w \cdot \ln(w) \quad (5.16)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= 2,2567677 \times 10^{-11} \\ b &= -1,2008047 \times 10^{-09} \end{aligned}$$

en

$$D_R(w) = \sqrt{a + b \cdot e^w} \quad (5.18)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= -1,0122303 \times 10^{-19} \\ b &= 1,0218578 \times 10^{-19} \end{aligned}$$

Voor kunstmatige scheuren werden uitdrukkingen voor D_M en D_R opgesteld in functie van de scheurdiepte én de scheurbreedte:

$$D_M(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot \sqrt{d} \cdot \ln(d)} + c \cdot w + e \right) \quad (5.24)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= 2,4948998 \times 10^{+10} \\ b &= -1,1257493 \times 10^{+09} \\ c &= -1,63 \times 10^{-10} \\ e &= 1,35 \times 10^{-10} \end{aligned}$$

$$D_R(w, d) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{a + b \cdot d^{1,5}} + c \cdot w + e \right) \quad (5.27)$$

$$\begin{aligned} \text{met } a &= 3,0143689 \times 10^{+10} \\ b &= -1,1456953 \times 10^{+08} \\ c &= -1,85 \times 10^{-10} \\ e &= 8,75 \times 10^{-11} \end{aligned}$$

Bij het opstellen van (5.24) en (5.27) werd de invloed van de scheurdiepte en –breedte ontkoppeld en werd ervoor gezorgd dat de benaderde diffusiecoëfficiënten steeds groter waren dan de werkelijke diffusiecoëfficiënten berekend aan de hand van de indringdieptes. Dit is een veilige werkwijze ten aanzien van de bepaling van de resterende levensduur van constructies.

Voor kunstmatige scheuren werden de diffusiecoëfficiënten gecontroleerd aan de hand van het werk van De Schutter en Van Damme. Er werd bekomen dat de werkelijke diffusiecoëfficiënten en de diffusiecoëfficiënten berekend met

$$D_S = \left\{ \exp \left[0,2541 \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{0,5202} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{0,2652} \right] \right\}^2 \cdot D_B \quad (5.30)$$

de beste correlatie vertonen in de invloedzone van de scheur. De diffusiecoëfficiënt berekend met de formules van De Schutter en Van Damme was meestal groter dan de werkelijke diffusiecoëfficiënt, wat dus een veilige benadering is.

6.2 Verder onderzoek

6.2.1 Reële scheuren

De grootste uitdaging bij de reële scheuren vormt het bepalen van de scheurdiepte, zodat de chloridepenetratie niet alleen in functie van de scheurbreedte kan worden geschreven, maar eveneens in functie van de scheurdiepte. In dit onderzoek werd een mogelijk vertrekpunt reeds aangegeven: door een proefstuk in schijfjes van 2 cm te zagen, kan het verloop van de scheur in de diepte worden vastgesteld. Aangezien proefstukken worden gespleten loodrecht op de scheur, is het daarom misschien mogelijk om een soortgelijk onderzoek uit te voeren. Na de opmeting van de chloride – indringing kan het breukvlak worden geïnspecteerd op de aanwezigheid van scheuren en worden bepaald tot op welke diepte de scheur loopt of een voldoende breedte heeft om chloridepenetratie mogelijk maken. Deze breedte wordt in de literatuurstudie in tabellen gegeven in functie van de omgevingsomstandigheden. De vraag rest of deze scheurbreedtes, die na het splijten worden opgemeten, nog voldoende relevant zijn. De splijtwerking kan scheuren immers vervormen en/of uitbreiden, waardoor de scheurdiepte mogelijk niet meer dezelfde is als ten tijde van de blootstelling aan chloriden.

Voorts worden er ook vragen gesteld bij de doeltreffendheid van de opmeting van de scheurbreedtes. Deze opmeting gebeurde aan de hand van een scheurmicroscoop. Zo leest men de scheurbreedtes af aan het oppervlak, maar de evolutie van de scheurbreedtes in de diepte kan niet worden bepaald, waardoor de scheur aanzien wordt als een kunstmatige scheur: een gleuf met constante opening. Dit kan een vertekend beeld geven van de scheur, aangezien de scheurbreedte aan het oppervlak steeds breder zal zijn dan dieper in het beton. De afmetingen van de scheuren werden dus hoogstwaarschijnlijk overschat, waardoor er geen correct beeld wordt gegeven van de relatie tussen de scheurbreedte en de chloride – indringing. Voorts houdt dergelijke meetmethode geen rekening met scheuren evenwijdig aan het oppervlak, aangezien enkel de scheurbreedte van de scheur loodrecht op het breukvlak werd opgemeten. Ook dit geeft een vertekend beeld van de chloride – indringing, aangezien ook deze scheuren de permeabiliteit van het beton verhogen en de chloride – indringing bevorderen.

Ten derde kan een uitgebreider onderzoek bepalen wat de precieze invloed is van de scheurbreedte op de omvang van de randzone die niet wordt beïnvloed door de scheurbreedte, of complementair: op de omvang van de invloedszone. Uit dit onderzoek bleek dat de invloedszone vergroot met een toenemende maximale scheurbreedte. Om het precieze verband te vinden, dient er een statistisch voldoende aantal proeven voor handen te zijn, met variërende maximale scheurbreedtes. Het aantal proeven in dit onderzoek was te beperkt om hieromtrent een uitspraak te kunnen/mogen doen.

Ten slotte dient er te worden onderzocht of de voorgestelde relaties om de diffusiecoëfficiënten D_M en D_R te bepalen in functie van de scheurbreedte w geldig blijven bij een groter aantal proeven, of integendeel andere relaties de diffusiecoëfficiënten in functie van de scheurbreedte beter omschrijven.

6.2.2 Kunstmatige scheuren

Een belangrijke vaststelling bij de beproeving van kunstmatige scheuren is de onverwachte hogere indringing bij scheurbreedtes gelijk aan 0,2 mm dan bij 0,3 mm als scheurbreedte. Verder onderzoek moet uitwijzen of één van de twee, of beide, voorgestelde verklaringen inderdaad gelden, of er andere oorzaken zijn.

Voorts dienen, net zoals bij de reële scheuren, de invloeden van de scheurkarakteristieken op de randzones te worden bepaald. Uit dit onderzoek kon de invloed van de scheurdiepte en -breedte niet worden beschreven op basis van het kleine aantal proeven. Verder onderzoek dient deze relaties aan het licht te brengen.

Ook dienen de voorgestelde relaties met betrekking tot de diffusiecoëfficiënten D_R en D_M te worden bevestigd. Deze relaties werden immers opgesteld op basis van een klein aantal proeven en de invloed van de scheurkarakteristieken werd ontkoppeld, zodat de representativiteit ervan in vraag dient te worden gesteld.

BIJLAGEN

- Bijlage A: Cijfergegevens chloridegehalten
- Bijlage B: Afleiding diffusiecoëfficiënt voor de non – steady state diffusion test
- Bijlage C: Opmeting van de chloride – indringing in geval van reële scheuren
- Bijlage D: Aangepaste indringdieptes in geval van reële scheuren
- Bijlage E: Opmeting van de chloride – indringing in geval van kunstmatige scheuren
- Bijlage F: Aangepaste indringdieptes in geval van kunstmatige scheuren
- Bijlage G: Diffusiecoëfficiënten van de proefstukken met kunstmatige scheuren

REFERENTIES

BIJLAGE A

CIJFERGEGEVENS CHLORIDEGEHALTEN

In deze bijlage wordt een overzicht gegeven van de kritische chloridegehalten in beton, samengesteld na eerder uitgevoerde literatuurstudies door verschillende onderzoekers, en de toelaatbare chloridegehalten in de verschillende nationale en internationale normen. Naast de toelaatbare chloridegehalten in beton, wordt ook gekeken naar het maximaal toelaatbaar gehalte van de samenstellende delen van het beton. Ten slotte wordt de evolutie van de toelaatbare chloridegehalten in de Amerikaanse normen voorgesteld. Alle gehalten in deze bijlage worden in percentages weergegeven, berekend ten opzichte van het cementgewicht, tenzij anders wordt aangegeven.

1 Kritische chloridegehalten

In eerder uitgevoerde literatuurstudies, uitgevoerd door Audenaert [31], Gaal [7] en Glass en Buenfeld [57], werd vastgesteld dat de grenzen waartussen de kritische chloridegehalten worden gedefinieerd zeer ver uit elkaar liggen.

Het resultaat van de literatuurstudie van Audenaert wordt samengevat in onderstaande tabellen.

Wat betreft de drempelwaarden voor de verhouding $\frac{Cl^-}{OH^-}$, gelden de waarden uit de volgende tabel.

referentie	omgeving	pH	$[Cl^-]/[OH^-]$
Ettesham (1996)	oplossing	12,9	0,61
		11,8	0,57
		12,1	0,48
		12,6	0,29
		13	0,27
		13,3	0,3
Page (1983)	cementpasta	13,9	0,54
Hausmann (1967)	beton		0,6
Diamond (1986)	beton		0,3
Yonezawa (1988)	beton		1 - 40
Goni (1990)	beton		0,26 - 0,8
Lambert (1991)	beton		3 - 20
Pettersson (1993)	beton		2,5 - 6
Kayyali (1995)	beton		0,6
Oh (2003)	beton		0,16 - 0,26

Drempelwaarden voor de totale chlorideconcentraties zijn:

referentie	blootstellingen type	C _t (% tov cementgewicht)
Locke (1980)	Laboratorium	0,6
Elsener (1986)	Laboratorium	0,25 - 0,5
Hansson (1990)	Laboratorium	0,4 - 1,6
Schiessl (1990)	Laboratorium	0,5 - 2
Lambert(1991)	Laboratorium	1,6 - 2,5
Tuutti (1993)	Laboratorium	0,5 - 1,4
Breit (1995)	Laboratorium	0,25
Polder (2001)	Laboratorium	0,4 - 1
Stratful (1975)	In situ	0,17 - 1,4
Vassie (1984)	In situ	0,2 - 1,5
Lukas (1985)	In situ	1,8 - 2,2
West (1985)	In situ	0,25
Thomas (1990a)	In situ	0,5
Henriksen (1993)	In situ	0,3 - 0,7
Bamforth (1994)	In situ	0,4
Paulsson-Tralla (2002)	In situ	0,6

Glass en Buenfeld besloten op hun beurt met de waarden uit de volgende tabel.

Totaal chloride gehalte[% tov cementmassa]	Vrij chloride gehalte (mol/l)	[Cl ⁻]/[OH ⁻]	Blootstellings type	Referentie
0,17 - 1,4	0,14 - 1,8	3 - 20 2,5 - 6 0,26 - 0,8 0,3 0,6 1 - 40	In situ	R.F.Stratful,W.Jurkovich,D.L.Spellman
0,2 - 1,5			In situ	P.Vassie
0,25			In situ	R.E.West,W.G.Hime
0,25 - 0,5			Laboratorium	B.Elsener,H.Böhni
0,3 - 0,7			In situ	C.F.Henriksen
0,4			Buitenomgeving	P.B.Bamforth,J.F.Chapman-Andrews
0,4 - 1,6			Laboratorium	C.M.Hansson,B.Sørensen
0,5 - 2			Laboratorium	P.Schiessl,M.Raupach
0,5			Buitenomgeving	M.D.A.Thomas,J.Matthews,C.A.Haynes
0,5 - 1,4			Laboratorium	K.Tuutti
0,6			Laboratorium	C.E.Locke,A.Siman
1,6 - 2,5			Laboratorium	P.Lambert,C.L.Page,P.R.W.Vassie
1,8 - 2,2			In situ	W.Lukas
			Laboratorium	K.Pettersson
			Laboratorium	S.Goni,C.Andrade
			Laboratorium	S.Diamond
			Laboratorium	D.A.Hausmann
			Laboratorium	R.Yonezawa,V.Ashworth,R.P.M.Procter

Een uitgebreide literatuurstudie door Gaal leverde ten slotte de volgende resultaten op:

author / reference	condition	salt	definition*	salt added	value
Literature					
Stuvo, 1989	-	-	-	-	0.40%
Fluge, 2001	OPC, sea exp.	NaCl	initiation (1)	no	0.47%
Breit, 1997	OPC	-	initiation (1)	-	0.48%
Li, 2002	PFA	NaCl	initiation (1)	no	0.49%
Gaal, 2001a	OPC	NaCl	initiation (1)	no	0.50%
Polder, 2002a	OPC	NaCl	initiation (1)	no	0.50%
Polder, 2002b	OPC, sea exp.	NaCl	initiation (1)	no	0.50%
Mohammed, 2001	OPC	NaCl	initiation (1)	yes ⁴	0.50%
Thomas, 1990	PFA, sea exp.	NaCl	initiation (1)	no	0.50%
Li, 2002	OPC	NaCl	initiation (1)	no	0.53%
CUR 1997	OPC, w/b=0.65	NaCl	initiation (1)	yes	1.25% ³
CUR 1997	BFSC, w/b=0.65	NaCl	initiation (1)	yes	1.60% ⁵
CUR 1997	BFSC, w/b=0.45	NaCl	initiation (1)	yes	2.00% ³
CUR 2000a (DuraCrete)	OPC, w/b=0.5	-	initiation (2) ⁶	no	0.50%
CUR 2000a (DuraCrete)	OPC, w/b=0.4	-	initiation (2) ⁶	no	0.80%
CUR 2000a (DuraCrete)	OPC, w/b=0.3	-	initiation (2) ⁶	no	0.90%
Fluge, 2001	OPC, sea exp.	NaCl	initiation (2)	no	0.80%
CUR 1992	OPC	CaCl ₂	propagation (3)	yes	1.00%
CUR 1992	BFSC	CaCl ₂	propagation (3)	yes	1.00%
Fluge, 2001	OPC, sea exp.	NaCl	propagation (3)	no	1.20%
National Standards					
ACI Building Code 318, 1999	free chlorides	-	-	-	0.15%
SAA 1990 (Austr, AS 3600)	total chlorides	-	-	-	0.22%
BSI 1972 (UK, CP 119)	total chlorides	-	-	-	0.35%
NNI 2001 (NEN-EN 206-1)	total chlorides	-	-	-	0.40%
NSF 1999 (Norway NS 3474)	total chlorides	-	-	-	0.60%

2 *Toelaatbare chloridegehalten in het beton en in de grondstoffen*

2.1 Cijfergegevens uit de internationale normen

In het CUR rapport 104 (1982) [25] werden de toen geldende, maximaal toelaatbare chloridegehalten in het beton en in de grondstoffen van het beton voor verschillende landen samengevat. In het werk van Audenaert (2006) [31] en Glass en Buenfeld [57] wordt eveneens een overzicht gegeven van de geldende, internationale normen met betrekking tot het toelaatbaar chloridegehalte. Deze referenties samen leveren de toelaatbare chloridegehalten in de internationale normen uit de onderstaande tabel. Deze waarden zijn deels verouderd en vervangen door recentere normen of door de Europese norm, maar worden ter informatie weergegeven.

De toegelaten gehalten aan chloriden in de toeslagmaterialen wordt eveneens opgesteld op basis van het CUR rapport 104 [25]. Een overzicht van deze gehalten wordt eveneens gegeven in de volgende tabel.

0,4%, berekend ten opzicht van het cementgewicht, is een vaak gekozen waarde. Vele onderzoekers kiezen 0,4% als kritisch chloridegehalte omdat dit het maximale gehalte is dat kan worden gebonden door het C₃A in OPC en op die manier theoretisch onschadelijk worden gemaakt ten aanzien van corrosie.

norm	land	jaar	ongewapend beton	gewapend beton			voorgespannen beton
			alle omstandigheden	blootgesteld aan chloriden	droge omgeving	andere omstandigheden	alle omstandigheden
NFP 18 301 - 303	Frankrijk	1941	1	0,65 ⁽¹⁾			
NEN 3542	Nederland	1973		0,3	0,3	0,3	0,1
ACI 201 - 1977	USA	1977		0,1	0,15	0,15	0,06
BS 882	Groot - Brittannië	1983		0,35 ⁽²⁾	0,35	0,35	0,06
BS 8110 - 85	Groot - Brittannië	1985		0,4			0,1
ACI 318 - 89	USA	1989		0,15	1 ⁽⁵⁾	0,3	0,06
NEN 3880 [100]	Nederland	1990		0,3	0,3	0,3	0,1
ACI 201	USA	1992		0,1	0,15	0,15	0,06
ACI 222	USA	1997		0,1	0,2	0,1	0,08
RILEM TC 124	-	1994		0,3 - 0,5	0,3 - 0,5	0,3 - 0,5	
NBN B15 - 001	België	1992	1	0,4 ⁽³⁾	1 ⁽⁴⁾	1 ⁽⁴⁾	0,2
NBN B15 - 001	België	2004	1	0,2 à 0,4	0,2 à 0,4	0,2 à 0,4	0,1 à 0,2
NS 3420	Noorwegen	2005		0,4	0,4	0,4	0,1

norm	land	jaar	gewapend beton				voorgespannen beton			
			zand	grind	hulpstoffen	mengwater	zand	grind	hulpstoffen	mengwater
NEN 3542	Nederland	1973	0,1	0,05	0,1	-	0,015	0,007	0,1	-
NEN 3880 + Aanv.	Nederland	1984	0,1	0,05	0,1	1 g/l	0,015	0,007	0,1	1 g/l
ÖNORM B3304	Oostenrijk		0,01	0,01	-		0,01	0,01	-	-
DIN 4226	Duitsland	1971	0,02	0,02	-		0,02	0,02	-	-

⁴ In Frankrijk is het verboden om chloridehoudende hulpstoffen toe te voegen bij: constructies in voorgespannen beton, kelders, reservoirs, vloeren met ingestorte vervormingsbuizen, stoomverhardende betonelementen, vloeren (waarvan de hoofd- of secundaire wapening van de balken bestaat uit plaat- of dunijzer)

⁵ 95% van alle monsters < 0,35%, geen enkel monster > 0,5%

⁶ voor de milieuklassen 3,4 en 5

⁷ voor de milieuklassen 1 en 2

⁸ Bovengrondse constructies in gewapend beton, waarvan het beton droog blijft, krijgen geen eis

De Nederlandse norm 5905 (1988) specificeert het toelaatbare gehalte aan chloriden verder als [101]

korrelgroep	maximaal gehalte aan chloriden ten opzichte van het droge zand of grind % (m/m)		
	ongewapend beton	gewapend beton	voorgespannen beton
zand 0 - 1	1,00	0,20	0,015
zand 0 - 2 zand 0 - 4	1,00	0,10	0,015
grind 2 - 8 grind 4 - 16 grind 4 - 32 grind 16 - 63	1,00	0,05	0,007

waarbij deze gehalten bepaald mogen worden met de vereenvoudigde methode (methode B) uit NEN 5921 [102].

De huidige Europese regelgeving (EN 2006 – 1) zegt dat de maximaal toelaatbare chloridegehalten beperkt worden in functie van het gebruiksdomein volgens:

- ongewapend beton: $[Cl^-] < 1\%$ van de cementmassa
- gewapend beton: $[Cl^-] < 0,2\%$ van de cementmassa
- vorgespannen beton: $[Cl^-] < 0,1\%$ van de cementmassa

Bovendien is elke toevoeging van $CaCl_2$ of andere chloridehoudende hulpstoffen aan beton dat wapening, voorspanning of andere ingesloten metalen bevat, verboden. In de Belgische context is het maximaal toelaatbare chloridegehalte 0,4% voor beton dat wapening of andere metaalgedeelten bevat en 0,2% voor beton met voorspanwapening [12].

2.2 Evolutie van de toelaatbare chloridegehalten in de Amerikaanse normen ACI

In 1977 werd ACI 201 – 1977 gepubliceerd. Deze norm stelde dat de toelaatbare chloridegehalten beperkt dienden te worden volgens onderstaande tabel.

Limits for water-soluble chloride ion in concrete prior to service exposure, expressed as a percent by weight of cement	
Type of member	limit
prestressed concrete	0,06
Conventionally reinforced concrete in a moist environment and exposed to chloride	0,1
Conventionally reinforced concrete in a moist environment but not exposed to chloride	0,15
Above ground building construction where the concrete will stay dry	No limit for corrosion

In het laatste geval wordt ondersteld dat er onvoldoende vocht is om het corrosieproces gaande te houden en wordt er daarom geen limiet gesteld aan het gehalte aan chloriden.

In 1983 werden deze waarden aangepast in de publicatie van de norm ACI 318 – 89:

Type of member	Maximum water-soluble chloride ion in concrete, percent by weight of cement
prestressed concrete	0,06
Reinforced concrete exposed to chloride in service	0,15
Reinforced concrete that will be dry or protected from moisture in service	1
Other reinforced concrete construction	0,3

1% komt hierbij overeen met een toevoeging van 2% calciumchloride. In deze norm wordt de toevoeging van deze hoeveelheid CaCl_2 dus toegelaten, maar zeker niet meer.

Tegenwoordig geldt ACI 222 uit 1997:

Category	Chloride limit for new construction		
	Acid Soluble	Water Soluble	
Test Method	ASTM C 1152	ASTM C 1218	Soxhlet
prestressed concrete	0,08	0,08	0,08
Reinforced concrete in wet conditions	0,1	0,1	0,1
Reinforced concrete in dry conditions	0,2	0,2	0,2

BIJLAGE B

AFLEIDING DIFFUSIECOËFFICIËNT VOOR DE NON – STEADY STATE DIFFUSION TEST

In deze bijlage wordt de diffusiecoëfficiënt afgeleid van de diffusietest onder niet – stationaire omstandigheden. Deze test (CTH test) is een korte duur proefmethode waarin een extern elektrisch veld wordt aangelegd om het indringingsproces te versnellen. De afleiding van de diffusiecoëfficiënt wordt uitgevoerd naar het werk van Audenaert [31].

Onder de gegeven omstandigheden dringen de chloriden bij een voldoende lange meting het beton in onder een combinatie van diffusie en elektrische migratie, zodat de vergelijking van Nernst – Planck dient geschreven te worden als

$$J = -D \cdot \left(\frac{dc}{dx} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot c \right) \quad (\text{B.1})$$

en de tweede wet van Fick

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (\text{B.2})$$

wordt. De oplossing van deze vergelijking luidt

$$c(x,t) = \frac{c_s}{2} \cdot \left[e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (\text{B.3})$$

$$\text{met } a = \frac{z \cdot F \cdot E}{R \cdot T} \quad (\text{B.4})$$

De gemiddelde indringdiepte van de chloriden na de proef is gelijk aan x_d en de concentratie bij kleuromslag, na de toevoeging van zilvernitraat, is gelijk aan c_d , wat een constante is. (B.3) wordt dan

$$c_d = \frac{c_s}{2} \cdot \left[e^{ax_d} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (\text{B.5})$$

wat ook kan geschreven worden als

$$\frac{2 \cdot c_d}{c_s} = \left[e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (\text{B.6})$$

Het linkerlid is een constante. Wanneer het elektrisch veld voldoende groot is en de gemiddelde indringdiepte x_d veel groter is dan $a \cdot D \cdot t$, dan evolueert

$$e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x_d + a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \quad (\text{B.7})$$

naar 0, zodat het eerste lid van (B.6) in dergelijke situaties verwaarloosd kan worden.

$$\frac{2 \cdot c_d}{c_s} = \operatorname{erfc}\left(\frac{x_d - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}}\right) \quad (\text{B.8})$$

$$\operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_s}\right) = \frac{x_d - a \cdot D \cdot t}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \quad (\text{B.9})$$

Het linkerlid is een constante en wordt genoteerd als ξ , waardoor (B.9) geschreven wordt als een vierkantsvergelijking in $\sqrt{D}$

$$2 \cdot \sqrt{D} \cdot \sqrt{t} \cdot \xi = x_d - a \cdot D \cdot t \quad (\text{B.10})$$

$$D + \frac{2 \cdot \sqrt{D} \cdot \sqrt{t} \cdot \xi}{a \cdot t} - \frac{x_d}{a \cdot t} = 0 \quad (\text{B.11})$$

$$(\sqrt{D})^2 + \frac{2 \cdot \xi}{a \cdot \sqrt{t}} \cdot \sqrt{D} - \frac{x_d}{a \cdot t} = 0 \quad (\text{B.12})$$

De oplossing van deze vergelijking luidt:

$$D = \frac{1}{a \cdot t} \cdot \left(\frac{2 \cdot \xi^2}{a} + x_d - \frac{2 \cdot \xi}{\sqrt{a}} \cdot \sqrt{\frac{\xi^2}{a} + x_d} \right) \quad (\text{B.13})$$

In gewone laboratoriumomstandigheden geldt dat $a \gg \xi^2$, zodat (B.13) kan vereenvoudigd worden tot

$$D = \frac{1}{a \cdot t} \cdot \left(x_d - \frac{2 \cdot \xi}{\sqrt{a}} \cdot \sqrt{x_d} \right) \quad (\text{B.14})$$

of met (B.4)

$$D = \frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{x_d - \alpha \cdot \sqrt{x_d}}{t} \quad (\text{B.15})$$

met $\alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{z \cdot F \cdot E}} \cdot \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0}\right)$ (B.16)

$$E = \frac{U - 2}{L} \quad (\text{B.17})$$

BIJLAGE C OPMETING VAN DE CHLORIDE – INDRINGING IN GEVAL VAN REËLE SCHEUREN

1 Proefreeks T1

	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
1 - A - 1		5,00	6,00	5,00	9,00	10,00	15,00	48,09	48,09	48,09	40,00	5,00	5,00	5,00	6,00	7,00	8,00
1 - A - 2	11,00	10,00	10,00	9,00	13,00	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	29,00	10,00	7,00	8,00	6,00	5,00
1 - B - 1		4,00	5,00	6,00	6,00	6,00	6,00	7,00	7,00	7,00	7,00	3,00	4,00	7,00	5,00	5,00	6,00
1 - B - 2	8,00	5,00	5,00	5,00	8,00	8,00	5,00	3,00	3,00	3,00	3,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
1 - C - 1	2,00	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	3,00	5,00	6,00	7,00	3,00	4,00	3,00
1 - C - 2	10,00	6,00	3,00	4,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00	3,00	3,00	4,00	3,00	3,00	2,00	3,00	13,00
2 - A - 1		2,00	3,00	2,00	8,00	10,00	17,00	51,90	51,90	51,90	43,00	13,00	10,00	10,00	4,00	2,00	3,00
2 - A - 2	9,00	4,00	5,00	9,00	24,00	25,00	45,00	51,90	51,90	51,90	41,00	26,00	7,00	7,00	7,00	4,00	7,00
2 - B - 1	7,00	6,00	3,00	3,00	4,00	4,00	3,00	16,00	23,00	17,00	5,00	5,00	6,00	6,00	5,00	5,00	4,00
2 - B - 2	6,00	6,00	5,00	3,00	5,00	5,00	11,00	12,00	25,00	24,00	23,00	10,00	7,00	6,00	4,00	5,00	4,00
2 - C - 1		3,00	7,00	5,00	5,00	6,00	6,00	9,00	15,00	4,00	6,00	10,00	11,00	10,00	5,00	2,00	0,00
2 - C - 2		2,00	3,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	10,00	6,00	5,00	6,00	7,00	5,00	4,00	3,00	
3 - A - 1		5,00	8,00	8,00	10,00	12,00	22,00	24,00	51,27	51,27	42,00	35,00	23,00	16,00	8,00	5,00	3,00
3 - A - 2	1,00	5,00	4,00	2,00	8,00	10,00	28,00	30,00	51,27	51,27	40,00	23,00	15,00	7,00	2,00	2,00	3,00
3 - B - 1	1,00	10,00	46,89	46,89	46,89	46,89	28,00	14,00	5,00	5,00	6,00	7,00	4,00	3,00	5,00	4,00	3,00
3 - B - 2	7,00	5,00	3,00	3,00	4,00	5,00	5,00	7,00	37,00	33,00	31,00	28,00	8,00	5,00	3,00	5,00	
3 - C - 1	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	2,00	3,00	3,00	5,00	3,00	4,00	3,00
3 - C - 2	3,00	4,00	5,00	3,00	1,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	3,00	4,00	3,00	1,00	1,00
6 - B - 1			4,00	4,00	6,00	8,00	11,00	17,00	17,00	16,00	14,00	10,00	10,00	8,00	5,00	4,00	3,00
6 - B - 2	5,00	4,00	2,00	4,00	8,00	10,00	10,00	12,00	15,00	12,00	9,00	10,00	6,00	5,00	3,00	1,00	

6 - C - 1	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,00	1,00
6 - C - 2			3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	5,00	5,00	2,00	5,00	2,00	
7 - A - 1	10,00	3,00	3,00	6,00	5,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	3,00	2,00	3,00	3,00	6,00	6,00	7,00
7 - A - 2	2,00	3,00	5,00	2,00	3,00	4,00	6,00	8,00	10,00	6,00	7,00	4,00	5,00	5,00	2,00	3,00	3,00
7 - B - 1	0,00	3,00	3,00	4,00	5,00	5,00	10,00	12,00	49,35	49,35	49,35	2,00	4,00	5,00	4,00	5,00	6,00
7 - B - 2		1,00	3,00	3,00	5,00	6,00	12,00	49,35	49,35	49,35	35,00	10,00	6,00	5,00	5,00	5,00	6,00
7 - C - 1		4,00	3,00	5,00	8,00	8,00	20,00	47,20	47,20	47,20	30,00	3,00	4,00	4,00	6,00	5,00	1,00
7 - C - 2	4,00	4,00	5,00	4,00	5,00	5,00	10,00	25,00	47,20	47,20	47,20	28,00	5,00	4,00	5,00	5,00	8,00
7BLAUW - A - 1		14,00	9,00	8,00	11,00	20,00	39,00	46,65	46,65	46,65	46,65	40,00	13,00	10,00	9,00	6,00	15,00
7BLAUW - A - 2	5,00	5,00	5,00	5,00	20,00	24,00	40,00	46,65	46,65	46,65	41,00	34,00	20,00	8,00	4,00	2,00	
7BLAUW - B - 1	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	7,00	15,00	10,00	6,00	5,00	5,00	3,00	5,00	5,00	1,00
7BLAUW - B - 2	0,00	4,00	5,00	3,00	4,00	4,00	5,00	9,00	13,00	13,00	10,00	3,00	3,00	4,00	5,00	7,00	4,00
7BLAUW - C - 1	2,00	4,00	6,00	5,00	5,00	3,00	4,00	4,00	4,00	4,00	3,00	3,00	6,00	6,00	4,00	5,00	6,00
7BLAUW - C - 2		2,00	6,00	2,00	11,00	12,00	10,00	6,00	4,00	4,00	6,00	7,00	6,00	5,00	3,00	1,00	0,00
8 - A - 1		3,00	20,00	20,00	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	42,00	35,00	35,00	37,00	40,00	38,00	
8 - A - 2	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37	48,37
8 - B - 1	14,00	10,00	7,00	2,00	3,00	4,00	5,00	5,00	6,00	8,00	9,00	10,00	11,00	6,00	7,00	7,00	7,00
8 - B - 2		10,00	5,00	4,00	2,00	3,00	7,00	7,00	7,00	3,00	2,00	2,00	2,00	3,00	8,00	6,00	
8 - C - 1	5,00	5,00	5,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	5,00	6,00	5,00	5,00	5,00	6,00	2,00	3,00	5,00
8 - C - 2	18,00	15,00	15,00	11,00	5,00	5,00	5,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00
10 - A - 1	7,00	7,00	8,00	10,00	18,00	20,00	24,00	34,00	45,19	45,19	45,19	30,00	8,00	10,00	10,00	7,00	5,00
10 - A - 2		5,00	8,00	9,00	8,00	9,00	9,00	45,19	45,19	45,19	26,00	16,00	15,00	8,00	5,00	8,00	7,00
11 - A - 1		5,00	5,00	7,00	10,00	13,00	19,00	23,00	55,68	55,68	37,00	31,00	15,00	10,00	7,00	8,00	7,00
11 - A - 2	3,00	6,00	4,00	6,00	11,00	15,00	18,00	20,00	55,68	23,00	21,00	18,00	15,00	13,00	8,00	7,00	3,00
11 - B - 1	10,00	5,00	4,00	4,00	5,00	5,00	8,00	10,00	17,00	13,00	11,00	8,00	5,00	5,00	6,00	5,00	2,00
11 - B - 2		7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	10,00	10,00	15,00	15,00	15,00	9,00	7,00	7,00	10,00	8,00	7,00
11 - C - 1	0,00	2,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	7,00	5,00	4,00	8,00	6,00	3,00	3,00	3,00	10,00
11 - C - 2	2,00	5,00	4,00	5,00	6,00	8,00	7,00	8,00	9,00	8,00	6,00	4,00	4,00	5,00	3,00	3,00	3,00
12 - A - 1		4,00	7,00	12,00	25,00	51,86	51,86	51,86	51,86	40,00	36,00	10,00	4,00	8,00	11,00	2,00	
12 - A - 2	7,00	7,00	8,00	6,00	19,00	38,00	51,86	51,86	51,86	51,86	51,86	32,00	7,00	7,00	8,00	5,00	
12 - B - 1	10,00	9,00	13,00	10,00	10,00	12,00	11,00	10,00	10,00	9,00	7,00	5,00	4,00	2,00	2,00	2,00	4,00
12 - B - 2	2,00	3,00	4,00	4,00	4,00	6,00	6,00	9,00	10,00	12,00	9,00	7,00	9,00	9,00	8,00	11,00	5,00

12 - C - 1	3,00	2,00	3,00	3,00	5,00	4,00	2,00	4,00	4,00	4,00	2,00	4,00	2,00	4,00	6,00	6,00	10,00
12 - C - 2			0,00	1,00	5,00	5,00	4,00	4,00	6,00	5,00	7,00	4,00	5,00	5,00	5,00	4,00	8,00
12BLAUW - A - 1	7,00	5,00	3,00	5,00	4,00	4,00	20,00	47,75	47,75	36,00	22,00	8,00	6,00	6,00	6,00	4,00	3,00
12BLAUW - A - 2	5,00	2,00	3,00	4,00	4,00	9,00	24,00	42,00	48,45	47,75	33,00	6,00	5,00	5,00	5,00	5,00	
12BLAUW - B - 1		4,00	6,00	7,00	8,00	9,00	9,00	9,00	48,45	48,45	42,00	10,00	6,00	6,00	8,00	10,00	7,00
12BLAUW - B - 2	6,00	6,00	7,00	6,00	4,00	4,00	6,00	10,00	48,45	48,45	35,00	8,00	8,00	7,00	6,00	5,00	
12BLAUW - C - 1		14,00	4,00	5,00	6,00	10,00	15,00	33,00	33,00	31,00	31,00	3,00	3,00	5,00	4,00	5,00	5,00
12BLAUW - C - 2	2,00	3,00	4,00	4,00	4,00	6,00	10,00	32,00	32,00	32,00	30,00	3,00	4,00	6,00	6,00	5,00	
13 - B - 1	2,00	7,00	7,00	13,00	19,00	20,00	24,00	29,00	48,86	48,86	35,00	13,00	6,00	6,00	6,00	8,00	
13 - B - 2		9,00	6,00	4,00	6,00	8,00	20,00	38,00	48,86	48,86	43,00	20,00	11,00	9,00	7,00	7,00	7,00
13 - C - 1	2,00	2,00	2,00	2,00	4,00	10,00	19,00	25,00	46,14	46,14	30,00	17,00	11,00	9,00	7,00	8,00	7,00
13 - C - 2	2,00	3,00	2,00	5,00	13,00	15,00	41,00	46,14	46,14	46,14	39,00	10,00	6,00	6,00	6,00	6,00	
15 - B - 1		5,00	7,00	3,00	6,00	15,00	34,00	46,24	46,24	46,24	10,00	8,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
15 - B - 2	4,00	3,00	3,00	3,00	4,00	7,00	12,00	15,00	46,24	33,00	8,00	5,00	2,00	3,00	3,00	2,00	
CUBE A - B - 1	4,00	4,00	5,00	3,00	4,00	4,00	5,00	6,00	40,00	6,00	5,00	5,00	3,00	4,00	4,00	1,00	0,00
CUBE A - B - 2	0,00	2,00	4,00	4,00	5,00	4,00	3,00	3,00	40,00	27,00	10,00	4,00	3,00	1,00	3,00	3,00	3,00
CUBE A - C - 1	4,00	3,00	2,00	3,00	5,00	5,00	4,00	4,00	46,64	30,00	20,00	7,00	5,00	5,00	3,00	3,00	3,00
CUBE A - C - 2		4,00	3,00	3,00	4,00	5,00	9,00	25,00	46,64	32,00	20,00	5,00	4,00	5,00	3,00	4,00	4,00
CUBE C - A - 1	6,00	5,00	3,00	6,00	3,00	3,00	15,00	19,00	46,48	46,48	13,00	6,00	4,00	3,00	2,00	3,00	4,00
CUBE C - A - 2			2,00	3,00	4,00	8,00	9,00	20,00	46,48	46,48	30,00	2,00	3,00	4,00	2,00	3,00	4,00
CUBE C - B - 1	10,00	8,00	3,00	1,00	7,00	8,00	9,00	9,00	10,00	11,00	11,00	3,00	7,00	9,00	6,00	3,00	6,00
CUBE C - B - 2		4,00	8,00	15,00	23,00	23,00	24,00	23,00	23,00	23,00	23,00	18,00	15,00	13,00	8,00	5,00	2,00
CUBE C - C - 1	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	7,00	5,00	5,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	4,00
CUBE C - C - 2	3,00	3,00	2,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	3,00	3,00	4,00	3,00	1,00	

2 Proefreeks T2

	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
1 - A - 1	2,00	4,00	5,00	6,00	6,00	5,00	5,00	7,00	19,00	13,00	13,00	9,00	6,50	4,00	5,00	4,00	
1 - A - 2	5,00	5,00	5,00	5,00	13,00	13,00	14,00	18,00	20,00	14,00	12,00	10,00	7,50	5,00	5,00	8,00	5,00
1 - B - 1	2,00	3,00	6,00	9,00	4,00	4,00	7,00	9,00	17,00	13,00	13,00	11,00	10,50	10,00	6,00	4,00	3,00
1 - B - 2		5,00	4,00	3,00	3,00	4,00	5,00	14,00	15,00	12,00	7,00	3,00	3,50	4,00	5,00	5,00	5,00
1 - C - 1		2,00	4,00	3,00	2,00	2,00	5,00	45,92	45,92	45,92	45,92	20,00	5,00	6,00	7,00	2,00	
1 - C - 2			3,00	3,00	3,00	5,00	25,00	45,92	45,92	38,00	35,00	10,00	5,00	3,00	5,00	5,00	5,00
2 - C - 1	3,00	2,00	2,00	2,00	3,00	4,00	5,00	9,00	47,05	17,00	11,00	9,00	7,00	7,00	3,00	1,00	
2 - C - 2			2,00	4,00	7,00	9,00	12,00	13,00	47,05	47,05	47,05	21,00	9,00	6,00	5,00	5,00	5,00
3 - A - 1	3,00	4,00	5,00	5,00	5,00	7,00	10,00	12,00	14,00	10,00	7,00	5,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00
3 - A - 2	3,00	3,00	4,00	3,00	3,00	2,00											
3 - B - 1	15,00	6,00	4,00	7,00	6,00	7,00	8,00	6,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	3,00	2,00	6,00	15,00
3 - B - 2	6,00	7,00	6,00	4,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	6,00	4,00	4,00
3 - C - 1		4,00	4,00	5,00	16,00	20,00	47,19	47,19	47,19	47,19	47,19	34,00	27,00	13,00	3,00	2,00	1,00
3 - C - 2		5,00	8,00	5,00	9,00	14,00	18,00	24,00	47,19	47,19	47,19	18,00	15,00	11,00	8,00	6,00	5,00
4 - A - 1	5,00	5,00	2,00	6,00	12,00	46,38	46,38	46,38	46,38	46,38	22,00	8,00	4,00	4,00	3,00	2,00	
4 - A - 2		5,00	5,00	10,00	12,00	13,00	20,00	46,38	46,38	46,38	46,38	10,00	9,00	9,00	8,00	8,00	5,00
4 - B - 1	5,00	7,00	8,00	7,00	9,00	8,00	9,00	7,00	6,00	6,00	7,00	9,00	9,00	8,00	5,00	1,00	
4 - B - 2			7,00	4,00	7,00	10,00	10,00	10,00	7,00	6,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	3,00
4 - C - 1		2,00	4,00	5,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	10,00	12,00	10,00	7,00	5,00	
4 - C - 2	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
5 - A - 1		6,00	4,00	5,00	4,00	4,00	4,00	5,00	47,38	47,38	47,38	5,00	6,00	8,00	7,00	9,00	
5 - A - 2	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	47,38	47,38	47,38	47,38	47,38	5,00	4,00	4,00	3,00			
5 - B - 1		2,00	4,00	4,00	6,00	7,00	9,00	48,46	48,46	28,00	10,00	9,00	7,00	4,00	2,00		
5 - B - 2			3,00	4,00	10,00	23,00	32,00	47,46	47,46	25,00	8,00	5,00	4,00	5,00	4,00	3,00	
5 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6 - A - 1		5,00	4,00	5,00	7,00	8,00	17,00	30,00	47,61	47,61	30,00	20,00	10,00	5,00	5,00	3,00	4,00

6 - A - 2	10,00	7,00	5,00	6,00	11,00	12,00	20,00	28,00	47,61	47,61	25,00	9,00	13,00	12,00	6,00	5,00	
6 - B - 1	1,00	3,00	4,00	4,00	3,00	5,00	10,00	18,00	49,44	49,44	38,00	17,00	3,00	7,00	4,00	10,00	20,00
6 - B - 2		3,00	4,00	3,00	2,00	2,00	10,00	49,44	49,44	34,00	28,00	4,00	4,00	7,00	5,00	4,00	4,00
6 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7 - C - 1		3,00	3,00	2,00	3,00	14,00	40,00	47,52	47,52	32,00	9,00	4,00	3,00	2,00	3,00	3,00	4,00
7 - C - 2	2,00	1,00	1,00	1,00	2,00	3,00	3,00	8,00	37,00	36,00	36,00	26,00	4,00	5,00	4,00	3,00	
8 - A - 1	4,00	4,00	4,00	10,00	24,00	42,00	46,66	46,66	46,66	40,00	21,00	13,00	8,00	6,00	8,00	7,00	
8 - A - 2	4,00	4,00	5,00	9,00	7,00	10,00	46,66	46,66	46,66	46,66	35,00	20,00	10,00	8,00	7,00	8,00	2,00
9 - B - 1	4,00	3,00	1,00	4,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00	3,00	6,00	4,00	9,00
9 - B - 2	3,00	4,00	2,00	2,00	2,00	3,00	4,00	4,00	3,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00
9 - C - 1	5,00	3,00	0,00	1,00	2,00	3,00	5,00	7,00	8,00	7,00	5,00	3,00	1,00	2,00	4,00	7,00	
9 - C - 2	7,00	4,00	4,00	3,00	3,00	3,00	2,00	1,00	1,00	3,00	5,00	8,00	5,00	5,00	4,00	4,00	14,00
10 - A - 1	10,00	6,00	4,00	6,00	8,00	7,00	6,00	5,00	6,00	6,00	7,00	7,00	9,00	9,00	5,00	7,00	7,00
10 - A - 2		9,00	7,00	8,00	6,00	5,00	5,00	6,00	7,00	7,00	7,00	6,00	7,00	6,00	7,00	7,00	7,00
10 - B - 1	3,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	3,00	4,00	3,00	3,00	3,00
10 - B - 2			3,00	5,00	5,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	5,00	4,00	
10 - C - 1		4,00	5,00	5,00	11,00	15,00	20,00	48,61	48,61	48,61	21,00	15,00	12,00	12,00	10,00	7,00	5,00
10 - C - 2	4,00	4,00	5,00	8,00	30,00	48,61	48,61	48,61	48,61	48,61	22,00	5,00	7,00	5,00	5,00	5,00	5,00
11 - B - 1	2,00	4,00	5,00	7,00	9,00	10,00	10,00	20,00	48,78	48,78	48,78	13,00	10,00	7,00	3,00	3,00	3,00
11 - B - 2			1,00	3,00	9,00	10,00	22,00	48,78	48,78	48,78	48,78	30,00	9,00	5,00	5,00	6,00	6,00
11 - C - 1	7,00	5,00	5,00	4,00	3,00	3,00	4,00	5,00	11,00	9,00	6,00	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00
11 - C - 2	3,00	4,00	2,00	3,00	4,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00	3,00	2,00	3,00	3,00	3,00	2,00
12 - A - 1	2,00	3,00	5,00	6,00	5,00	3,00	5,00	6,00	17,00	10,00	8,00	7,00	5,50	4,00	5,00	3,00	2,00
12 - A - 2	6,00	6,00	4,00	3,00	3,00	4,00	5,00	7,00	23,00	22,00	15,00	5,00	6,00	7,00	3,00	1,00	2,00
12 - B - 1			2,00	5,00	8,00	8,00	10,00	15,00	20,00	27,00	28,00	30,00	28,00	26,00	23,00	21,00	
12 - B - 2	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83
12 - C - 1		4,00	8,00	7,00	7,00	8,00	15,00	20,00	48,83	48,83	28,00	5,00	4,00	3,00	3,00	3,00	3,00
12 - C - 2	2,00	3,00	3,00	3,00	2,00	2,00	3,00	15,00	25,00	12,00	10,00	3,00	2,50	2,00	2,00	2,00	
13 - B - 1		2,00	2,00	4,00	4,00	11,00	28,00	48,72	48,72	48,72	35,00	5,00	5,00	5,00	3,00	3,00	
13 - B - 2		3,00	2,00	1,00	6,00	12,00	18,00	48,72	48,72	28,00	7,00	3,00	3,00	2,00	2,00	2,00	
13 - C - 1		6,00	3,00	4,00	9,00	10,00	12,00	20,00	20,00	18,00	10,00	5,00	17,00	6,00	6,00	6,00	5,00

13 - C - 2	4,00	2,00	3,00	5,00	7,00	7,00	7,00	10,00	13,00	12,00	6,00	4,00	4,00	4,00	4,00	7,00	
14 - A - 1		2,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00	8,00	19,00	10,00	8,00	3,00	3,00	2,00	3,00	4,00	2,00
14 - A - 2		2,00	3,00	2,00	3,00	5,00	9,00	12,00	26,00	25,00	25,00	6,00	5,00	4,00	8,00	5,00	5,00
14 - B - 1		3,00	2,00	5,00	5,00	6,00	7,00	7,00	9,00	7,00	5,00	4,00	4,00	5,00	5,00	3,00	
14 - B - 2	3,00	3,00	3,00	3,00	5,00	5,00	10,00	10,00	10,00	7,00	6,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	2,00
14 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15 - A - 1	5,00	3,00	3,00	3,00	7,00	6,00	8,00	9,00	23,00	10,00	6,00	6,00	5,50	5,00	6,00	3,00	
15 - A - 2		3,00	2,00	3,00	3,00	6,00	6,00	7,00	33,00	10,00	2,00	3,00	3,50	4,00	3,00	4,00	4,00
15 - B - 1	2,00	2,00	3,00	5,00	5,00	5,00	5,00	25,00	50,62	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	2,00	2,00
15 - B - 2	3,00	4,00	3,00	2,00	3,00	3,00	10,00	50,62	50,62	50,62	10,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,00
15 - C - 1		2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	5,00	10,00	27,00	3,00	3,00	3,00	2,50	2,00	3,00	3,00	3,00
15 - C - 2		3,00	3,00	5,00	6,00	6,00	5,00	5,00	46,73	6,00	6,00	4,00	4,00	4,00	3,00	6,00	5,00
CUBE 1 - A - 1		1,00	2,00	2,00	1,00	1,00	2,00	12,00	26,00	15,00	10,00	4,00	3,00	4,00	5,00	2,00	2,00
CUBE 1 - A - 2	7,00	3,00	5,00	5,00	4,00	3,00	12,00	15,00	22,00	22,00	18,00	5,00	2,00	2,00	2,00	1,00	
CUBE 2 - A - 1	4,00	2,00	4,00	4,00	3,00	3,00	7,00	8,00	8,00	7,00	5,00	5,00	4,00	4,00	5,00	3,00	
CUBE 2 - A - 2	4,00	6,00	7,00	6,00	3,00	5,00	5,00	6,00	8,00	6,00	5,00	3,00	2,00	2,00	2,00	4,00	5,00

BIJLAGE D AANGEPASTE INDRINGDIEPTES IN GEVAL VAN REËLE SCHEUREN

1 Proefreeks T1

[illegible]

6 - C - 2			3,69	3,69	3,69	3,69	3,69	3,69	3,69	3,69	3,69	6,28	6,28	2,39	6,28	2,39	
7 - A - 1	12,84	3,80	3,80	7,67	6,38	3,80	3,80	5,09	5,09	5,09	3,80	2,51	3,80	3,80	7,67	7,67	8,96
7 - A - 2	2,51	3,80	6,38	2,51	3,80	5,09	7,67	10,25	12,84	7,67	8,96	5,09	6,38	6,38	2,51	3,80	3,80
7 - B - 1		3,86	3,86	5,16	6,45	6,45	12,90	15,49	63,72	63,72	63,72	2,57	5,16	6,45	5,16	6,45	7,74
7 - B - 2		1,25	3,83	3,83	6,41	7,71	15,45	63,68	63,68	63,68	45,15	12,87	7,71	6,41	6,41	6,41	7,71
7 - C - 1		5,00	3,71	6,30	10,17	10,17	25,67	60,79	60,79	60,79	38,58	3,71	5,00	5,00	7,59	6,30	1,13
7 - C - 2	5,00	5,00	6,30	5,00	6,30	6,30	12,75	32,12	60,79	60,79	60,79	36,00	6,30	5,00	6,30	6,30	10,17
7BLAUW - A - 1		17,90	11,45	10,16	14,03	25,65	50,19	60,06	60,06	60,06	60,06	51,48	16,61	12,74	11,45	7,57	19,20
7BLAUW - A - 2	6,28	6,28	6,28	6,28	25,65	30,82	51,48	60,06	60,06	60,06	52,77	43,73	25,65	10,16	4,99	2,41	
7BLAUW - B - 1	3,80	3,80	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	8,97	19,30	12,84	7,68	6,38	6,38	3,80	6,38	6,38	1,22
7BLAUW - B - 2		5,09	6,38	3,80	5,09	5,09	6,38	11,55	16,71	16,71	12,84	3,80	3,80	5,09	6,38	8,97	5,09
7BLAUW - C - 1	2,60	5,18	7,76	6,47	6,47	3,89	5,18	5,18	5,18	5,18	3,89	3,89	7,76	7,76	5,18	6,47	7,76
7BLAUW - C - 2	5,18	5,18	6,47	5,18	6,47	6,47	12,93	32,30	60,97	60,97	60,97	36,17	6,47	5,18	6,47	6,47	10,35
8 - A - 1		3,86	25,79	25,79	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	54,18	45,15	45,15	47,73	51,60	49,02	
8 - B - 1	18,05	12,89	9,02	2,57	3,86	5,15	6,44	6,44	7,73	10,31	11,60	12,89	14,18	7,73	9,02	9,02	9,02
8 - B - 2		12,89	6,44	5,15	2,57	3,86	9,02	9,02	9,02	3,86	2,57	2,57	2,57	3,86	10,31	7,73	
8 - C - 1	6,25	6,25	6,25	3,67	3,67	3,67	3,67	4,96	6,25	7,54	6,25	6,25	6,25	7,54	2,38	3,67	6,25
8 - C - 2	23,03	19,15	19,15	13,99	6,25	6,25	6,25	4,96	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	7,54	7,54	7,54
10 - A - 1	8,77	8,77	10,06	12,65	23,01	25,60	30,78	43,73	58,22	58,22	58,22	38,55	10,06	12,65	12,65	8,77	6,18
10 - A - 2		6,18	10,06	11,36	10,06	11,36	11,36	58,22	58,22	58,22	33,37	20,42	19,12	10,06	6,18	10,06	8,77
11 - A - 1		6,70	4,12	6,70	5,41	5,41	26,12	62,03	62,03	46,82	28,70	10,59	8,00	8,00	8,00	5,41	4,12
11 - A - 2	4,12	18,35	5,41	6,70	8,00	13,17	19,64	42,94	42,94	40,35	40,35	4,12	4,12	6,70	5,41	6,70	6,70
11 - B - 1	12,66	6,19	4,89	4,89	6,19	6,19	10,07	12,66	21,72	16,54	13,95	10,07	6,19	6,19	7,48	6,19	2,31
11 - B - 2		8,78	10,07	7,48	8,78	10,07	12,66	12,66	19,13	19,13	19,13	11,36	8,78	8,78	12,66	10,07	8,78
11 - C - 1	0,00	2,40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	8,87	6,28	4,99	10,16	7,57	3,69	3,69	3,69	12,75
11 - C - 2	2,40	6,28	4,99	6,28	7,57	10,16	8,87	10,16	11,46	10,16	7,57	4,99	4,99	6,28	3,69	3,69	3,69
12 - A - 1		5,25	9,13	15,60	32,42	67,18	67,18	67,18	67,18	51,83	46,66	13,01	5,25	10,42	14,31	2,66	
12 - A - 2	9,13	9,13	10,42	7,84	24,66	49,25	67,18	67,18	67,18	67,18	67,18	41,48	9,13	9,13	10,42	6,54	
12 - B - 1	12,83	11,54	16,72	12,83	12,83	15,42	14,13	12,83	12,83	11,54	8,95	6,36	5,07	2,48	2,48	2,48	5,07
12 - B - 2	2,48	3,77	5,07	5,07	5,07	7,66	7,66	11,54	12,83	15,42	11,54	8,95	11,54	11,54	10,24	14,13	6,36
12 - C - 1	3,72	2,42	3,72	3,72	6,31	5,01	2,42	5,01	5,01	5,01	2,42	5,01	2,42	5,01	7,60	7,60	12,78
12 - C - 2				1,13	6,31	6,31	5,01	5,01	7,60	6,31	8,89	5,01	6,31	6,31	6,31	5,01	10,19

12BLAUW - A - 1	8,92	6,33	3,74	6,33	5,04	5,04	25,74	61,65	61,65	46,45	28,33	10,21	7,62	7,62	7,62	5,04	3,74
12BLAUW - A - 2	6,33	2,45	3,74	5,04	5,04	11,51	30,92	54,21	2,45	7,62	42,56	7,62	6,33	6,33	6,33	6,33	
12BLAUW - B - 1		5,07	7,66	8,96	10,25	11,54	11,54	11,54	62,60	62,60	54,25	12,84	7,66	7,66	10,25	12,84	8,96
12BLAUW - B - 2	7,66	7,66	8,96	7,66	5,07	5,07	7,66	12,84	62,60	62,60	45,19	10,25	10,25	8,96	7,66	6,37	
12BLAUW - C - 1		17,94	5,00	6,29	7,58	12,76	19,23	42,52	42,52	39,94	39,94	3,70	3,70	6,29	5,00	6,29	6,29
12BLAUW - C - 2	2,41	3,70	5,00	5,00	5,00	7,58	12,76	41,23	41,23	41,23	38,64	3,70	5,00	7,58	7,58	6,29	
13 - B - 1	2,49	8,97	8,97	16,74	24,51	25,80	30,98	37,46	63,18	63,18	45,23	16,74	7,67	7,67	7,67	10,26	
13 - B - 2		11,56	7,67	5,08	7,67	10,26	25,80	49,11	63,18	63,18	55,59	25,80	14,15	11,56	8,97	8,97	8,97
13 - C - 1	2,34	2,34	2,34	2,34	4,93	12,70	24,35	32,12	59,50	59,50	38,60	21,76	13,99	11,40	8,81	10,11	8,81
13 - C - 2	2,34	3,63	2,34	6,22	16,58	19,17	52,84	59,50	59,50	59,50	50,25	12,70	7,52	7,52	7,52	7,52	
15 - B - 1		6,23	8,82	3,64	7,53	19,18	43,78	19,18	19,18	19,18	12,70	10,12	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64
15 - B - 2	4,94	3,64	3,64	3,64	4,94	8,82	15,29	19,18	59,64	42,49	10,12	6,23	2,35	3,64	3,64	2,35	
CUBE A - B - 1	4,97	4,97	6,27	3,68	4,97	4,97	6,27	7,56	51,59	7,56	6,27	6,27	3,68	4,97	4,97	1,09	
CUBE A - B - 2		2,38	4,97	4,97	6,27	4,97	3,68	3,68	51,59	34,76	12,74	4,97	3,68	1,09	3,68	3,68	3,68
CUBE A - C - 1	4,97	3,68	2,38	3,68	6,27	6,27	4,97	4,97	60,19	38,64	25,69	8,86	6,27	6,27	3,68	3,68	3,68
CUBE A - C - 2		4,97	3,68	3,68	4,97	6,27	11,45	32,17	60,19	41,23	25,69	6,27	4,97	6,27	3,68	4,97	4,97
CUBE C - A - 1	7,54	6,25	3,67	7,54	3,67	3,67	19,15	24,31	59,77	59,77	16,57	7,54	4,96	3,67	2,38	3,67	4,96
CUBE C - A - 2			2,38	3,67	4,96	10,12	11,41	25,60	59,77	59,77	38,51	2,38	3,67	4,96	2,38	3,67	4,96
CUBE C - B - 1	12,94	10,36	3,91	1,33	9,07	10,36	11,65	11,65	12,94	14,23	14,23	3,91	9,07	11,65	7,78	3,91	7,78
CUBE C - B - 2		5,20	10,36	19,40	29,72	29,72	31,01	29,72	29,72	29,72	29,72	23,27	19,40	16,82	10,36	6,49	2,62
CUBE C - C - 1	5,00	5,00	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	8,87	6,29	6,29	3,71	3,71	5,00	5,00	5,00	5,00
CUBE C - C - 2	3,71	3,71	2,42	3,71	5,00	5,00	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	3,71	3,71	5,00	3,71	1,13	

2 Proefreeks T2

	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
1 - A - 1	2,52	5,06	6,33	7,60	7,60	6,33	6,33	8,87	24,10	16,48	16,48	11,41	8,23	5,06	6,33	5,06	
1 - A - 2	6,33	6,33	6,33	6,33	16,48	16,48	17,75	22,83	25,37	17,75	15,22	12,68	9,50	6,33	6,33	10,14	6,33
1 - B - 1	2,54	3,81	7,61	11,42	5,08	5,08	8,88	11,42	21,58	16,50	16,50	13,96	13,33	12,69	7,61	5,08	3,81
1 - B - 2		6,34	5,08	3,81	3,81	5,08	6,34	17,77	19,04	15,23	8,88	3,81	4,44	5,08	6,34	6,34	6,34
1 - C - 1		2,51	5,05	3,78	2,51	2,51	6,32	58,27	58,27	58,27	58,27	25,36	6,32	7,59	8,86	2,51	
1 - C - 2			3,78	3,78	3,78	6,32	31,71	58,27	58,27	48,21	44,40	12,66	6,32	3,78	6,32	6,32	6,32
2 - C - 1	3,80	2,52	2,52	2,52	3,80	5,07	6,34	11,44	59,90	21,63	13,99	11,44	8,89	8,89	3,80	1,25	
2 - C - 2			2,52	5,07	8,89	11,44	15,26	16,53	59,90	59,90	59,90	26,72	11,44	7,62	6,34	6,34	6,34
3 - A - 1	3,80	5,07	6,34	6,34	6,34	8,89	12,70	15,25	17,79	12,70	8,89	6,34	3,80	3,80	3,80	3,80	2,52
3 - A - 2	3,80	3,80	5,07	3,80	3,80	2,52											
3 - B - 1	19,18	7,73	5,18	9,00	7,73	9,00	10,27	7,73	5,18	5,18	5,18	6,46	6,46	3,91	2,64	7,73	19,18
3 - B - 2	7,73	9,00	7,73	5,18	2,64	3,91	3,91	3,91	5,18	6,46	6,46	6,46	6,46	6,46	7,73	5,18	5,18
3 - C - 1		5,02	5,02	6,30	20,30	25,39	59,99	59,99	59,99	59,99	59,99	43,20	34,29	16,48	3,75	2,48	1,21
3 - C - 2		6,35	10,17	6,35	11,44	17,80	22,89	30,53	60,04	60,04	60,04	22,89	19,07	13,98	10,17	7,62	6,35
4 - A - 1	6,25	6,25	2,45	7,52	15,14	58,79	58,79	58,79	58,79	58,79	27,84	10,06	4,99	4,99	3,72	2,45	
4 - A - 2		6,25	6,25	12,60	15,14	16,41	25,30	58,79	58,79	58,79	58,79	12,60	11,33	11,33	10,06	10,06	6,25
4 - B - 1	6,36	8,90	10,17	8,90	11,43	10,17	11,43	8,90	7,63	7,63	8,90	11,43	11,43	10,17	6,36	1,28	
4 - B - 2			8,90	5,09	8,90	12,70	12,70	12,70	8,90	7,63	5,09	6,36	6,36	6,36	6,36	6,36	3,82
4 - C - 1		2,42	4,96	6,23	3,69	3,69	3,69	4,96	4,96	4,96	6,23	12,57	15,11	12,57	8,76	6,23	
4 - C - 2	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42
5 - A - 1		7,56	5,03	6,29	5,03	5,03	5,03	6,29	60,10	60,10	60,10	6,29	7,56	10,10	8,83	11,37	
5 - A - 2	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	60,10	60,10	60,10	60,10	60,10	6,29	5,03	5,03	3,76			
5 - B - 1		2,52	5,06	5,06	7,59	8,86	11,40	61,50	61,50	35,52	12,67	11,40	8,86	5,06	2,52		
5 - B - 2			3,80	5,07	12,68	29,19	40,61	60,24	60,24	31,73	10,14	6,34	5,07	6,34	5,07	3,80	
5 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6 - A - 1		6,31	5,04	6,31	8,86	10,13	21,58	38,13	60,54	60,54	38,13	25,40	12,67	6,31	6,31	3,77	5,04

6 - A - 2	12,67	8,86	6,31	7,58	13,95	15,22	25,40	35,58	60,54	60,54	31,76	11,40	16,49	15,22	7,58	6,31	
6 - B - 1	1,26	3,80	5,08	5,08	3,80	6,35	12,71	22,89	62,91	62,91	48,35	21,62	3,80	8,90	5,08	12,71	25,44
6 - B - 2		3,81	5,08	3,81	2,54	2,54	12,72	62,91	62,91	43,26	35,62	5,08	5,08	8,90	6,35	5,08	5,08
6 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7 - C - 1		3,80	3,80	2,53	3,80	17,80	50,89	60,46	60,46	40,71	11,44	5,07	3,80	2,53	3,80	3,80	5,07
7 - C - 2	2,53	1,25	1,25	1,25	2,53	3,80	3,80	10,16	47,07	45,80	45,80	33,07	5,07	6,34	5,07	3,80	
8 - A - 1	5,01	5,01	5,01	12,65	30,48	53,40	59,34	59,34	59,34	50,86	26,66	16,47	10,10	7,55	10,10	8,83	
8 - A - 2	5,01	5,01	6,28	11,37	8,83	12,65	59,34	59,34	59,34	59,34	44,49	25,38	12,65	10,10	8,83	10,10	2,46
9 - B - 1	5,09	3,82	1,27	5,09	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	2,54	3,82	7,64	5,09	11,46
9 - B - 2	3,82	5,09	2,54	2,54	2,54	3,82	5,09	5,09	3,82	2,54	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82	2,54
9 - C - 1	6,35	3,81	0,00	1,26	2,53	3,81	6,35	8,90	10,17	8,90	6,35	3,81	1,26	2,53	5,08	8,90	
9 - C - 2	8,90	5,08	5,08	3,81	3,81	3,81	2,53	1,26	1,26	3,81	6,35	10,17	6,35	6,35	5,08	5,08	17,82
10 - A - 1	12,70	7,61	5,07	7,61	10,16	8,88	7,61	6,34	7,61	7,61	8,88	8,88	11,43	11,43	6,34	8,88	8,88
10 - A - 2		11,43	8,88	10,16	7,61	6,34	6,34	7,61	8,88	8,88	8,88	7,61	8,88	7,61	8,88	8,88	8,88
10 - B - 1	3,81	2,54	2,54	3,81	3,81	3,81	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	3,81	5,09	3,81	3,81	3,81
10 - B - 2			3,82	6,36	6,36	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	6,36	5,09	
10 - C - 1		5,08	6,35	6,35	13,99	19,08	25,44	61,85	61,85	61,85	26,71	19,08	15,26	15,26	12,71	8,90	6,35
10 - C - 2	5,08	5,08	6,35	10,17	38,17	61,85	61,85	61,85	61,85	61,85	27,99	6,35	8,90	6,35	6,35	6,35	6,35
11 - B - 1	2,51	5,06	6,34	8,88	11,43	12,70	12,70	25,44	62,10	62,10	62,10	16,52	12,70	8,88	3,79	3,79	3,79
11 - B - 2			1,24	3,79	11,43	12,70	27,99	62,10	62,10	62,10	62,10	38,18	11,43	6,34	6,34	7,61	7,61
11 - C - 1	8,70	6,15	6,15	4,88	3,61	3,61	4,88	6,15	13,79	11,25	7,43	2,33	2,33	2,33	3,61	3,61	3,61
11 - C - 2	3,61	4,88	2,33	3,61	4,88	3,61	3,61	3,61	3,61	3,61	2,33	3,61	2,33	3,61	3,61	3,61	2,33
12 - A - 1	2,52	3,79	6,33	7,61	6,33	3,79	6,33	7,61	21,61	12,70	10,15	8,88	6,97	5,06	6,33	3,79	2,52
12 - A - 2	7,61	7,61	5,06	3,79	3,79	5,06	6,33	8,88	29,24	27,97	19,06	6,33	7,61	8,88	3,79	1,24	2,52
12 - B - 1			2,54	6,35	10,17	10,17	12,72	19,08	25,44	34,35	35,62	38,17	35,62	33,08	29,26	26,72	
12 - C - 1		5,08	10,17	8,90	8,90	10,17	19,08	25,44	62,13	62,13	35,62	6,35	5,08	3,81	3,81	3,81	3,81
12 - C - 2	2,54	3,81	3,81	3,81	2,54	2,54	3,81	19,08	31,81	15,26	12,72	3,81	3,17	2,54	2,54	2,54	
13 - B - 1		2,52	2,52	5,07	5,07	13,99	35,66	62,07	62,07	62,07	44,58	6,34	6,34	6,34	3,79	3,79	
13 - B - 2		3,81	2,54	1,26	7,64	15,29	22,93	62,09	62,09	35,68	8,91	3,81	3,81	2,54	2,54	2,54	
13 - C - 1		7,63	3,81	5,08	11,46	12,73	15,28	25,48	25,48	22,93	12,73	6,36	21,65	7,63	7,63	7,63	6,36
13 - C - 2	5,09	2,54	3,82	6,37	8,91	8,91	8,91	12,74	16,56	15,29	7,64	5,09	5,09	5,09	5,09	8,91	

14 - A - 1		2,50	3,77	5,04	5,04	6,31	6,31	10,12	24,08	12,66	10,12	3,77	3,77	2,50	3,77	5,04	2,50
14 - A - 2		2,50	3,77	2,50	3,77	6,31	11,39	15,20	32,97	31,70	31,70	7,58	6,31	5,04	10,12	6,31	6,31
14 - B - 1		3,81	2,54	6,35	6,35	7,62	8,89	8,89	11,43	8,89	6,35	5,08	5,08	6,35	6,35	3,81	
14 - B - 2	3,81	3,81	3,81	3,81	6,35	6,35	12,70	12,70	12,70	8,89	7,62	5,08	6,35	6,35	6,35	6,35	2,54
14 - C - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14 - C - 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15 - A - 1	6,32	3,78	3,78	3,78	8,85	7,59	10,12	11,39	29,15	12,66	7,59	7,59	6,95	6,32	7,59	3,78	
15 - A - 2		3,78	2,51	3,78	3,78	7,58	7,58	8,85	41,83	12,66	2,51	3,78	4,41	5,05	3,78	5,05	5,05
15 - B - 1	2,54	2,54	3,81	6,34	6,34	6,34	6,34	31,71	64,21	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	5,08	2,54	2,54
15 - B - 2	3,81	5,08	3,81	2,54	3,81	3,81	12,69	64,21	64,21	64,21	12,69	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	2,54
15 - C - 1		2,51	3,77	3,77	3,77	3,77	6,31	12,65	34,22	3,77	3,77	3,77	3,14	2,51	3,77	3,77	3,77
15 - C - 2		3,77	3,77	6,31	7,58	7,58	6,31	6,31	59,24	7,58	7,58	5,04	5,04	5,04	3,77	7,58	6,31
CUBE 1 - A - 1		1,20	2,46	2,46	1,20	1,20	2,46	15,15	32,91	18,95	12,61	5,00	3,73	5,00	6,27	2,46	2,46
CUBE 1 - A - 2	8,81	3,73	6,27	6,27	5,00	3,73	15,15	18,95	27,83	27,83	22,76	6,27	2,46	2,46	2,46	1,20	
CUBE 2 - A - 1	5,07	2,53	5,07	5,07	3,80	3,80	8,87	10,14	10,14	8,87	6,33	6,33	5,07	5,07	6,33	3,80	
CUBE 2 - A - 2	5,00	7,54	8,81	7,54	3,73	6,27	6,27	7,54	10,07	7,54	6,27	3,73	2,46	2,46	2,46	5,00	6,27

BIJLAGE E OPMETING VAN DE CHLORIDE – INDRINGING IN GEVAL VAN KUNSTMATIGE SCHEUREN

	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
T2 - 2u	2,000	4,000	3,750	3,833	4,333	5,667	8,000	9,333	11,167	6,000	4,667	5,750	4,400	3,333	2,667	3,167	
T2 - 4u	7,750	6,167	6,000	5,833	7,833	10,000	10,600	12,200	14,000	12,750	10,750	8,500	8,000	6,833	6,167	4,167	5,000
T2 - 6u	10,500	9,167	10,667	9,833	11,333	15,000	13,833	21,000	22,833	26,000	17,750	14,833	12,000	11,333	10,000	10,200	10,000
T2 - 8u	11,800	9,833	10,667	10,333	11,333	14,000	13,333	14,000	15,667		12,000	9,500		9,333	10,000	10,333	16,200
T2 - 10u	11,600	11,833	12,000	12,000	12,333		12,800	14,000	13,833	14,250	14,200	12,833		12,333	11,833	12,500	12,800
T3 - 2u		2,667	2,600	2,667	2,833		3,500	8,000	10,500	8,600	4,500	3,000		2,500	2,000	3,000	
T3 - 5u		5,000	6,000	6,667	6,833		8,500	10,333	12,000	10,667	8,667	6,167		6,833	5,333	5,000	
T3 - 8u			10,000	9,667	10,333		15,667	19,000	19,667	17,500	14,333	10,833		11,000	11,000		
T3 - 10u			14,000	13,667	18,500		25,833	27,000	28,000	27,333	24,833	21,167		14,833	13,000		
T4 - 2u	4,000	3,750	3,333	3,833	3,833		3,333	5,667	17,333	10,000	3,833	3,667		3,333	3,333	4,000	4,500
T4 - 4u	6,000	4,250	4,600	5,000	5,167		6,000	20,833	23,167	22,667	6,667	5,333		5,167	4,800	4,500	5,000
T4 - 6u	8,000	7,000	8,400	7,833	10,000		17,667	21,333	22,833	22,500	19,667	12,000		7,500	8,600	8,333	5,000
T4 - 8u	8,000	10,667	9,500	10,333	13,333		21,667	24,167	24,500	24,667	23,500	14,500		10,333	11,167	11,333	11,000
T4 - 10u	14,000	15,000	13,200	20,885	25,718		29,000	30,667	31,500	31,333	30,667	26,552		18,552	14,000	14,000	15,000
T5 - 2u	3,000	3,800	4,667	4,667	6,667	9,500	13,333	21,400	23,833	22,000	17,833	5,667		4,000	4,000	4,000	6,000
T5 - 4u	3,000	4,000	4,000	5,667	8,167	13,500	15,833	23,500	29,500	24,000	18,500	7,167	5,500	6,000	5,000	5,000	2,000
T5 - 6u	5,000	5,600	7,200	7,000	6,833	0,000	23,500	25,833	25,833	25,333	25,000	9,667		6,500	8,000	7,400	10,000
T5 - 8u	11,250	13,600	9,000	8,000	15,000	17,500	25,333	28,500	29,500	26,667	18,500	10,167	8,333	9,500	7,500	9,000	9,500
T5 - 10u	9,000	10,800	14,600	8,600	14,400	16,800	26,800	28,000	31,800	27,333	26,400	16,400	9,667	9,000	10,400	13,000	11,500
T6 - 2u	3,500	5,500	5,833	6,000	6,167	8,167	9,000	9,333	9,833	8,833	8,500	6,167	5,000	5,667	5,667	4,000	5,000
T6 - 4u	8,333	7,667	6,167	6,833	7,000	8,000	11,167	12,167	14,667	14,000	12,333	8,000	8,000	8,667	9,333	8,667	8,200

T6 - 6u	7,500	7,667	10,667	9,667	10,333	11,500	15,000	16,167	17,833	16,000	15,500	13,667	10,667	10,667	9,500	10,833	11,750
T6 - 8u	18,000	16,167	16,667	11,500	11,500	11,667	13,667	14,500	19,167	17,833	16,167	13,167	12,833	14,000	15,500	15,200	15,500
T6 - 10u	17,000	19,400	20,833	23,500	22,500	23,167	24,167	25,167	26,833	25,667	25,333	23,833	23,000	21,833	22,333	23,667	21,000
T7 - 2u	3,750	4,500	5,667	5,500	7,500	8,667	10,000	11,167	13,500	13,000	11,167	7,333	8,000	7,667	7,667	5,333	4,500
T7 - 4u	10,200	10,000	10,833	8,500	14,167	18,833	20,833	22,167	22,667	20,833	19,667	16,333	11,833	8,667	10,167	10,333	11,400
T7 - 6u	15,250	12,500	13,500	13,333	19,667	20,333	25,000	27,000	27,333	26,000	22,500	17,667	13,000	13,500	13,500	13,167	12,750
T7 - 8u	15,250	13,667	13,167	11,333	13,500	15,833	21,667	24,000	25,167	23,500	21,000	13,167	12,167	12,833	14,167	16,000	14,667
T7 - 10u	17,500	15,833	19,833	16,500	18,000	20,000	21,500	22,833	24,833	24,167	22,000	20,333	18,500	17,000	17,833	15,333	17,250
T8 - 2u	6,000	5,800	4,000	4,800	5,000	5,600	7,400	13,200	19,800	19,400	16,000	6,200	3,800	5,400	5,000	3,750	5,667
T8 - 4u	7,250	8,000	7,667	8,333	9,667	10,500	13,500	16,833	23,500	20,000	17,833	9,833	7,833	9,333	8,500	8,000	4,000
T8 - 6u	10,400	9,200	8,667	9,500	8,167	8,333	13,167	19,167	21,833	20,500	17,833	11,667	9,000	10,333	10,000	10,833	9,600
T8 - 8u	12,333	11,667	13,667	12,500	14,500	21,500	25,667	27,000	28,333	26,833	22,667	17,000	13,167	10,333	12,000	12,000	15,000
T8 - 10u	18,000	16,200	16,667	15,833	22,167	23,167	29,667	30,833	31,000	31,667	30,833	25,333	17,833	18,167	19,500	19,667	16,333
T9 - 2u	1,667	4,400	5,600	6,200	10,600	11,200	14,800	24,600	25,400	22,400	16,400	7,200	5,200	4,000	4,000	4,800	5,333
T9 - 4u	9,000	9,500	10,000	10,333	13,333	22,833	26,667	29,167	30,500	29,667	24,667	13,833	11,000	9,667	10,000	12,667	8,750
T9 - 6u	10,800	11,000	10,667	11,000	11,500	17,833	26,167	33,000	33,833	32,667	29,333	11,000	10,500	11,500	10,667	10,667	11,200
T9 - 8u	11,250	14,000	13,167	12,500	18,000	21,167	26,167	28,000	29,167	27,500	26,000	10,667	10,667	10,833	11,167	11,667	11,000
T9 - 10u	13,500	12,833	14,000	12,833	15,000	20,333	30,167	32,167	34,667	32,667	33,000	17,833	13,167	13,500	14,667	13,333	14,250

BIJLAGE F AANGEPASTE INDRINGDIEPTES IN GEVAL VAN KUNSTMATIGE SCHEUREN

	-50	-40	-30	-20	-10	-8	-5	-3	0	3	5	10	15	20	30	40	50
T2 - 2u	2,22	4,37	4,10	4,19	4,73	6,17	8,69	10,13	12,10	6,53	5,09	6,26	4,81	3,65	2,94	3,48	
T2 - 4u	8,29	6,57	6,38	6,20	8,38	10,73	11,39	13,13	15,08	13,72	11,55	9,10	8,56	7,29	6,57	4,39	5,30
T2 - 6u	11,60	10,11	11,78	10,86	12,53	16,62	15,32	23,31	25,36	28,89	19,69	16,43	13,27	12,53	11,04	11,26	11,04
T2 - 8u	13,00	10,80	11,73	11,36	12,48	15,46	14,71	15,46	17,32		13,22	10,43		10,24	10,99	11,36	17,92
T2 - 10u	13,04	13,31	13,49	13,49	13,87		14,39	15,73	15,55	16,01	15,96	14,43	0,08	13,87	13,31	14,05	14,39
T3 - 2u		2,84	2,76	2,84	3,02		3,76	8,75	11,52	9,41	4,87	3,21		2,65	2,10	3,21	
T3 - 5u		5,48	6,59	7,33	7,51		9,36	11,39	13,24	11,76	9,54	6,77		7,51	5,85	5,48	
T3 - 8u			10,97	10,60	11,34		17,26	20,96	21,70	19,30	15,78	11,89		12,08	12,08		
T3 - 10u			15,25	14,88	20,26		28,42	29,72	30,83	30,09	27,31	23,23		16,18	14,13		
T4 - 2u	4,58	4,30	3,83	4,39	4,39		3,83	6,45	19,58	11,33	4,39	4,20		3,83	3,83	4,58	5,14
T4 - 4u	6,74	4,77	5,16	5,61	5,80		6,74	23,43	26,05	25,49	7,49	5,99		5,80	5,39	5,05	5,61
T4 - 6u	8,91	7,78	9,36	8,72	11,16		19,80	23,94	25,63	25,25	22,06	13,42		8,34	9,58	9,28	5,53
T4 - 8u	9,26	12,27	10,96	11,90	15,29		24,70	27,52	27,90	28,09	26,77	16,60		11,90	12,84	13,03	12,65
T4 - 10u	15,90	17,04	15,00	23,71	29,19		32,91	34,80	35,74	35,56	34,80	30,13		21,06	15,90	15,90	17,04
T5 - 2u	3,33	4,26	5,27	5,27	7,59	10,87	15,32	24,67	27,50	25,37	20,54	6,43		4,49	4,49	4,49	6,81
T5 - 4u	3,09	4,25	4,25	6,18	9,08	15,27	17,97	26,86	33,82	27,44	21,06	7,92	5,99	6,57	5,41	5,41	1,93
T5 - 6u	5,15	5,83	7,65	7,43	7,24		26,24	28,90	28,90	28,33	27,95	10,47		6,86	8,57	7,88	10,85
T5 - 8u	12,44	15,17	9,83	8,66	16,80	19,70	28,80	32,48	33,64	30,35	20,86	11,18	9,05	10,41	8,08	9,83	10,41
T5 - 10u	9,80	11,88	16,26	9,34	16,03	18,80	30,34	31,73	36,11	30,96	29,88	18,34	10,57	9,80	11,41	14,41	12,68
T6 - 2u	3,78	6,01	6,38	6,56	6,75	8,98	9,90	10,27	10,83	9,72	9,35	6,75	5,45	6,19	6,19	4,34	5,45
T6 - 4u	9,30	8,56	6,89	7,63	7,82	8,93	12,46	13,57	16,35	15,61	13,75	8,93	8,93	9,67	10,41	9,67	9,15
T6 - 6u	8,23	8,41	11,76	10,64	11,39	12,69	16,59	17,90	19,75	17,71	17,15	15,11	11,76	11,76	10,46	11,94	12,97
T6 - 8u	20,23	18,17	18,73	12,92	12,92	13,11	15,36	16,30	21,55	20,05	18,17	14,80	14,42	15,73	17,42	17,08	17,42
T6 - 10u	18,69	21,39	23,01	26,01	24,89	25,64	26,77	27,89	29,77	28,46	28,08	26,39	25,45	24,14	24,70	26,20	23,20

T7 - 2u	4,06	4,90	6,20	6,02	8,25	9,55	11,04	12,34	14,94	14,38	12,34	8,06	8,81	8,43	8,43	5,83	4,90
T7 - 4u	11,03	10,80	11,73	9,13	15,44	20,64	22,86	24,35	24,90	22,86	21,56	17,85	12,84	9,32	10,99	11,17	12,36
T7 - 6u	17,06	14,00	15,11	14,93	21,98	22,72	27,91	30,14	30,51	29,03	25,13	19,75	14,55	15,11	15,11	14,74	14,28
T7 - 8u	16,90	15,12	14,56	12,50	14,93	17,56	24,12	26,75	28,06	26,18	23,37	14,56	13,43	14,18	15,68	17,75	16,25
T7 - 10u	19,33	17,48	21,93	18,22	19,89	22,12	23,79	25,27	27,50	26,76	24,34	22,49	20,45	18,78	19,71	16,92	19,06
T8 - 2u	6,73	6,51	4,53	5,41	5,63	6,29	8,27	14,65	21,92	21,48	17,74	6,95	4,31	6,07	5,63	4,25	6,36
T8 - 4u	7,91	8,74	8,37	9,10	10,57	11,48	14,78	18,44	25,76	21,91	19,53	10,75	8,55	10,20	9,29	8,74	4,34
T8 - 6u	11,48	10,17	9,58	10,50	9,03	9,22	14,52	21,11	24,04	22,58	19,65	12,88	9,95	11,41	11,05	11,96	10,61
T8 - 8u	14,15	13,42	15,62	14,33	16,53	24,22	28,79	30,26	31,72	30,07	25,50	19,28	15,07	11,96	13,79	13,79	17,08
T8 - 10u	19,96	17,98	18,49	17,58	24,53	25,63	32,77	34,05	34,23	34,97	34,05	28,01	19,78	20,14	21,61	21,79	18,13
T9 - 2u	2,08	5,07	6,38	7,04	11,86	12,52	16,46	27,20	28,07	24,79	18,22	8,14	5,95	4,63	4,63	5,51	6,09
T9 - 4u	10,69	11,24	11,79	12,16	15,45	25,88	30,09	32,84	34,30	33,39	27,90	16,00	12,89	11,43	11,79	14,72	10,42
T9 - 6u	12,23	12,45	12,09	12,45	13,00	19,94	29,07	36,55	37,46	36,19	32,53	12,45	11,90	13,00	12,09	12,09	12,67
T9 - 8u	13,22	16,24	15,33	14,59	20,65	24,13	29,63	31,65	32,94	31,10	29,45	12,57	12,57	12,76	13,12	13,67	12,94
T9 - 10u	15,40	14,67	15,95	14,67	17,05	22,91	33,70	35,90	38,64	36,45	36,81	20,16	15,04	15,40	16,68	15,22	16,23

BIJLAGE G DIFFUSIECOËFFICIËNTEN VAN DE PROEFSTUKKEN MET KUNSTMATIGE SCHEUREN

1 D_M

	Crack width (mm)	Crack depth (mm)	Duration of test (h)						gemiddeld
			2	4	5	6	8	10	
T2	0,3	5	6,13E-11	4,05E-11	3,09E-11	5,23E-11	2,47E-11	2,16E-11	4,01E-11
T3	0,3	10	6,00E-11				3,45E-11	4,12E-11	4,17E-11
T4	0,3	15	8,16E-11	8,52E-11		5,62E-11	4,87E-11	4,94E-11	6,42E-11
T5	0,3	20	1,73E-10	9,66E-11		6,27E-11	5,30E-11	4,39E-11	8,59E-11
T6	0,2	5	6,34E-11	4,99E-11		4,05E-11	3,23E-11	3,87E-11	4,50E-11
T7	0,2	10	8,88E-11	7,98E-11		6,92E-11	4,49E-11	3,61E-11	6,38E-11
T8	0,2	15	1,32E-10	7,42E-11		5,13E-11	5,52E-11	4,84E-11	7,22E-11
T9	0,2	20	1,88E-10	1,23E-10		8,79E-11	5,83E-11	5,36E-11	1,02E-10

2 D_R

	Crack width (mm)	Crack depth (mm)	Duration of test (h)						gemiddeld
			2	4	5	6	8	10	
T2	0,3	5	3,60E-11	2,72E-11	2,02E-11	3,73E-11	2,08E-11	1,91E-11	2,81E-11
T3	0,3	10	2,54E-11				2,42E-11	8,89E-12	1,97E-11
T4	0,3	15	3,51E-11	3,02E-11		2,99E-11	2,94E-11	3,42E-11	3,18E-11
T5	0,3	20	5,77E-11	3,09E-11		2,45E-11	2,46E-11	2,25E-11	3,20E-11
T6	0,2	5	4,27E-11	3,31E-11		2,84E-11	2,76E-11	3,39E-11	3,31E-11
T7	0,2	10	5,31E-11	5,10E-11		4,53E-11	2,97E-11	2,87E-11	4,15E-11
T8	0,2	15	5,67E-11	3,92E-11		2,94E-11	3,44E-11	3,44E-11	3,88E-11
T9	0,2	20	7,50E-11	6,70E-11		4,42E-11	3,50E-11	3,14E-11	5,05E-11

3 D_{RAND30}

	Crack width (mm)	Crack depth (mm)	Duration of test (h)						gemiddeld
			2	4	5	6	8	10	
T2	0,3	5	1,94E-11	1,55E-11	1,35E-11	2,34E-11	2,00E-11	1,77E-11	1,92E-11
T3	0,3	10	1,30E-11				1,82E-11	1,90E-11	1,59E-11
T4	0,3	15	2,45E-11	1,57E-11		1,71E-11	1,92E-11	2,13E-11	1,96E-11
T5	0,3	20	2,29E-11	1,20E-11		1,03E-11	1,94E-11	1,41E-11	1,58E-11
T6	0,2	5	3,01E-11	2,80E-11		2,21E-11	3,03E-11	3,03E-11	2,82E-11
T7	0,2	10	3,27E-11	3,53E-11		3,31E-11	2,56E-11	2,53E-11	3,04E-11
T8	0,2	15	3,34E-11	2,40E-11		2,30E-11	2,48E-11	2,66E-11	2,64E-11
T9	0,2	20	2,88E-11	3,97E-11		2,69E-11	2,42E-11	2,14E-11	2,82E-11

4 D_{RAND20}

	Crack width (mm)	Crack depth (mm)	Duration of test (h)						gemiddeld
			2	4	5	6	8	10	
T2	0,3	5	2,07E-11	1,65E-11	1,49E-11	2,38E-11	1,92E-11	1,78E-11	1,96E-11
T3	0,3	10	1,31E-11				1,81E-11	1,95E-11	1,64E-11
T4	0,3	15	2,41E-11	1,59E-11		1,71E-11	1,93E-11	2,36E-11	2,00E-11
T5	0,3	20	2,36E-11	1,29E-11		1,10E-11	1,88E-11	1,36E-11	1,60E-11
T6	0,2	5	3,18E-11	2,77E-11		2,25E-11	2,85E-11	3,11E-11	2,83E-11
T7	0,2	10	3,52E-11	3,34E-11		3,30E-11	2,45E-11	2,51E-11	3,02E-11
T8	0,2	15	3,35E-11	2,55E-11		2,31E-11	2,41E-11	2,63E-11	2,65E-11
T9	0,2	20	3,03E-11	3,97E-11		2,72E-11	2,40E-11	2,11E-11	2,85E-11

5 D_{RAND10}

	Crack width (mm)	Crack depth (mm)	Duration of test (h)						gemiddeld
			2	4	5	6	8	10	
T2	0,3	5	2,32E-11	1,93E-11	1,55E-11	2,55E-11	1,89E-11	1,79E-11	2,10E-11
T3	0,3	10	1,37E-11				1,82E-11	2,27E-11	1,75E-11
T4	0,3	15	2,41E-11	1,61E-11		1,89E-11	2,08E-11	2,70E-11	2,14E-11
T5	0,3	20	2,65E-11	1,50E-11		1,20E-11	1,88E-11	1,46E-11	1,74E-11
T6	0,2	5	3,31E-11	2,73E-11		2,37E-11	2,70E-11	3,20E-11	2,86E-11
T7	0,2	10	3,93E-11	3,77E-11		3,55E-11	2,40E-11	2,59E-11	3,25E-11
T8	0,2	15	3,34E-11	2,70E-11		2,29E-11	2,55E-11	2,82E-11	2,74E-11
T9	0,2	20	3,69E-11	4,27E-11		2,73E-11	2,46E-11	2,19E-11	3,07E-11

REFERENTIES

- [1] DE SCHUTTER G., Diagnose en Herstelling van Gebouwen, *syllabus*, Universiteit Gent, 2005
- [2] APERS J., Betontechnologie, hoofdstuk 5: duurzaamheid van beton, Belgische Betongroepering, 4^e herziene druk, 2006, p.195 - 250
- [3] RILEM, Corrosion of steel in Concrete, Chapman and Hall Ltd., 1988, p. 1 – 77
- [4] CEB – Bulletin d’Information n°148, Contribution à la 22e session plénière du CEB, Munich Avril 1982, Durability of concrete structures, *State – of – the – Art report*, 1982, p. 2.22 – 2.28 & p. 2.48 – 2.77
- [5] FEBELCEM, 27. Bouwwerken voor landbouw, in situ gestort beton, *Dossier Cement*, oktober 2001
- [6] DEBROUWER D., Restauratie van betonoppervlakken: het effect van bacteriële carbonaat precipitatie op de duurzaamheid van beton, *scriptie*, Universiteit Gent, 2006, p. 1 – 24
- [7] GAAL C., Prediction of deterioration of concrete bridges – Corrosion of reinforcement due to chloride ingress and carbonation, Universiteit Delft, 2004, 145 p.
- [8] TOONGOENTHONG K., MAEKAWA K., Simulation of coupled corrosive product formation, migration into crack and propagation in reinforced sections, *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 3, No 2, Japan Concrete Institute, 2004, p. 253 – 265
- [9] VAN DEN DRIESSCHE K., Chloridepenetratie in gescheurd beton, *scriptie*, Universiteit Gent, 2005, 176 p.
- [10] CUR 172, duurzaamheid en onderhoud van betonconstructies, 1994, 488 p.

- [11] MAYS G., *Durability of concrete structures – investigation, repair and protection*, E & FN SPON, 1992, p. 7 – 36
- [12] NBN B15 – 001, *Aanvulling op NBN EN 206 – 1 – Beton – Eisen, gedraging, vervaardiging en overeenkomstigheid*, 3^e uitgave, oktober 2004
- [13] DE WINNE E., *Materiaal- en Milieuaspecten van de Wegenbouw, syllabus*, Universiteit Gent 2005
- [14] FEBELCEM, 2. *Vorst- en dooizoutbestandheid van betonverhardingen, Dossier Cement*, oktober 1994
- [15] CEB – Bulletin d’Information n°152, RILEM International Workshop “Durability of concrete structures”, Copenhagen, *Workshop report*, 1984, 432 p.
- [16] MŇAHONČÁKOVÁ E., JIŘÍČKOVÁ M., ČERNÝ R., *Moisture transport and storage properties of cracked high performance concrete*, 2nd International Symposium Non – Traditional Cement and Concrete, 2005, p. 381 – 389
- [17] BORGARD B., WARREN C., SOMAYAJI S., HEIDERSBACH R., *Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete, Corrosion Rates of Steel in Concrete*, edited by Neal S. Burke and David Whiting, 1990, p. 174 – 188
- [18] SLATER J. E., *Corrosion of Metals in association with concrete*, ASTM special technical publication, 1983, p. 1 – 33
- [19] ELSENER B., BOHNI H., *Potential Mapping and Corrosion of Steel in Concrete, Corrosion Rates of Steel in Concrete*, edited by Neal S. Burke and David Whiting, 1990, p. 143 – 156
- [20] DHOOGHE A., *Metaalconstructies, Hoofdstuk IV: beschermen van metalen constructies, syllabus*, Universiteit Gent, 2005
- [21] CUR – rapport 121, *Verontreinigingen in het aanmaakwater voor beton*, 1985, 64 p.

- [22] CUR 92 – 7, Kritisch chloridegehalte in gewapend beton, 1992, 67 p.
- [23] CUR – rapport 31, Toevoegingen aan betonspecie, p. 14 – 22
- [24] FEBELCEM, ABC van beton en cement
- [25] CUR – rapport 104, Verontreinigingen in toeslagmaterialen voor beton, 1982, p. 7 – 17
- [26] FEBELCEM, 25. Cement – specificatie en certificatie, CE – markering en dubbele markering CE + BENOR, *Dossier Cement*, augustus 2001
- [27] CUR – rapport 125, Betonpuingranulaat en metselwerk als toeslagmateriaal voor beton, 1986, p. 128 – 129
- [28] CUR – rapport 100, Duurzaamheid van maritieme constructies, 1981, 47 p.
- [29] CUR 84 – 6, Agressiviteit milieu en duurzaamheid betonconstructies, 1984, 120 p.
- [30] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), ACI FORUM SP – 102: Influence of Chlorides in Reinforced Concrete, Corrosion, Concrete and Chlorides – Steel Corrosion in Concrete: Causes and Restraints, edited by Frances W. Gibson, 1987, p. 143 – 153
- [31] AUDENAERT K., Transportmechanismen in zelfverdichtend beton in relatie met carbonatie en chloridepenetratie, 2006, 370 p.
- [32] VAN DAMME N., Numerieke simulatie van de invloed van scheuren in betonconstructies op carbonatie en chloridepenetratie, *scriptie*, Universiteit Gent, 2000, 136 p.
- [33] CUR – rapport 123, Invloed van hoge druk in zeewater op de stabiliteit van cementsteen, 1985, 39 p.

- [34] VAN HASSELT S., Toepassingsmogelijkheden van gerecycleerde betonpuingranulaten in structureel beton, *scriptie*, De Nayer Instituut, Hogeschool voor Wetenschap & Kunst, Sint – Katelijne Waver, 2005
- [35] ENCI Media, Betonpocket 2006, 2005
- [36] TAERWE L., De nieuwe Europese norm voor beton, *Bouwkroniek - Betondag* 16/03/2003
- [37] NGUYEN V.C., Chloride penetration into concrete in the tidal zone of a special tropical marine environment at Cua Lo seaport of Vietnam, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.17 – 25
- [38] LUPING T., Chloride Transport in Concrete – Measurement and prediction, 1996
- [39] K.D. STANISH, R.D. HOOTON, M.D.A. THOMAS, Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A literature Review, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 31 p.
- [40] HOOTON R., McGRATH P., Issues related to recent developments in service life specifications for concrete structures, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 388 – 397
- [41] BUENFELD N.R., SHURAFDA-DAOUDI M.-T., McLOUGHIN I.M., Chloride transport due to wick action in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 315 – 324
- [42] VOLKWEIN A., Chloride penetration due to the hydration suction of the cement, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 334 – 343

- [43] TUONG P.V., DUONG T., VAN D.U., Comments on the mathematical model of Tang Luping and Lars Olof Nilsson for rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.241 – 246

- [44] UNGRICHT H., HUNKELER F., BOHNI H., Chloride ingress into concrete under natural alternating exposure conditions, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.247 – 256

- [45] ZHANG T., GJØRV O., Diffusion behaviour of chloride ions in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 53 – 63

- [46] CHATTERJI S., On the non – applicability of unmodified Fick’s laws to ion transport through cement based materials, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 64 – 73

- [47] LARSEN C., Effect of type of aggregate, temperature, and drying/rewetting on chloride binding and pore solution composition, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 27 – 35

- [48] PAGE C.L., NGALA V.T., Steady – state diffusion characteristics of cementitious materials, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 77 – 84

- [49] LARENSTEIN HOGESCHOOL, Werkvoorschrift havo – vwo, <http://www.larenstein.nl/files/zoutgehalte.pdf>, (laatst geconsulteerd op 07/05/2007)

- [50] GLASS G.K., BUENFELD N.R., The determination of chloride binding relationships, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 3 – 9

- [51] COLLEPARDI M., Quick method to determine free and bound chlorides in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 10 – 16
- [52] ELSENER B., ZIMMERMANN L., FLÜCKIGER D., BÜRCHLER D., BÖHNI H., Chloride penetration – Non destructive determination of the free chloride content in mortar and concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 17 – 26
- [53] BIGAS J.P., LAMBERT F., OLLIVIER J.P., An original method to determine the non – linear chloride binding isotherm from bulk specimens of mortar, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 43 – 49
- [54] TANG L., NILSSON L. – O., Chloride binding isotherms – An approach by applying the modified BET – equation, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 36 – 42
- [55] WHITING D., TAYLOR P., NAGI M., Chloride Limits in Reinforced Concrete, PCA R&D Serial No. 2438, Portland Cement Association, 2002, 72 p.
- [56] HANSSON C., SORENSEN B., The Threshold Concentration of Chloride in Concrete for the Initiation of Reinforcement Corrosion, Corrosion Rates of Steel in Concrete, edited by Neal S. Burke and David Whiting, 1990, p. 3 – 16
- [57] GLASS G., BUENFELD N., Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 429 – 440
- [58] FIDJESTÖL P., TUUTTI K., The importance of chloride diffusion, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 470 – 480

- [59] BREIT W., SCHIESSL P, Time to depassivation depending on concrete composition and environmental conditions, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 441 – 452
- [60] ARUP H., SØRENSEN H., A proposed technique for determining chloride thresholds, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 460 – 469
- [61] HASTIE G., PAPWORTH F., Durability design of marine structures using silica fume or geosilica, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.75 – 86
- [62] YAMATOYA Y. SAKAI K., HAYASHI M., NITTA A., Preventive Maintenance of concrete structures in a severely corrosive environment, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.267 – 276
- [63] CUR 97 – 3, Toelaatbaar chloridegehalte in gewapend beton, 1997, 49 p.
- [64] FEBELCEM, 34. Voorschrijven van beton volgens de normen NBN EN 206 – 1: 2001 en NBN B 15 – 001: 2004, *Dossier Cement* april 2005
- [65] POULSEN E., Description of exposure to chloride of marine concrete structures – Proposal for a standard, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 356 – 369
- [66] VENNESLAND O., GAUTEFALL O., Chloride penetration into concrete exposed to severe marine environment, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 373 – 380
- [67] ANDRADE C, DIEZ J.M., ALONSO C., Modelling of skin effects on diffusion processes in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 182 – 194

- [68] TANG L., On chloride diffusion coefficients obtained by using the electrically accelerated methods, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 126 – 134
- [69] BENTZ D.P., DETWILER R.J., GARBOCZI E.J., HALAMICKOVA P., SCHWARTZ L.M., Multi – scale modelling of the diffusivity of mortar and concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 85 – 94
- [70] ZHANG T., GJØRV O., An electrochemical method for accelerated testing of chloride diffusivity in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 105 – 114
- [71] MAAGE M., HELLAND S., CARLSEN J., Practical non – steady state chloride transport as a part of a model for predicting the initiation period, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 398 – 406
- [72] ØSTERDAL A.-S., MADSEN H., NIELSEN B., A non – parametric method for estimation of the diffusion coefficient of chloride in concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 171 – 181
- [73] BAMFORTH P.B., A new approach to the analysis of time – dependent changes in chloride profiles to determine effective diffusion coefficients for use in modelling of chloride ingress, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 195 – 205
- [74] AUDENAERT K., DE SCHUTTER G., MARSAVINA L., The influence of cracks on chloride penetration in concrete structures – Part I: Experimental evaluation, 2007, 9 p.

- [75] MARSAVINA L., DE SCHUTTER G., AUDENAERT K., MARSAVINA D., FAUR N., The influence of cracks on chloride penetration in concrete structures – Part II: Numerical evaluation, 2007, 10 p.
- [76] MEIJERS S. J. H., Computational modelling of chloride ingress in concrete, 2003
- [77] RILEM, Computational results of a model for chloride ingress in concrete including convection, dry – wetting cycles and carbonation, RILEM Materials and Structures 38, 2004, p. 145 – 154
- [78] Tang L., A Windows program for the prediction of chloride penetration into submerged concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 206 – 215
- [79] KATO E., KATO Y. and UOMOTO T., Development of simulation model of chloride ion transportation in cracked concrete, Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 3, No 1, Japan Concrete Institute, 2005, p. 85 – 94
- [80] DE SCHUTTER G., Invloed van scheuren in betonconstructies op de carbonatatie en de chloridepenetratie, Proeven op mortelprisma's – Resultaten, Universiteit Gent, 1998
- [81] DE SCHUTTER G., Invloed van scheuren in betonconstructies op de carbonatatie en de chloridepenetratie, Proeven op mortelprisma's – Interpretatie, Universiteit Gent, 1999
- [82] EDVARDBSEN C., Chloride penetration into cracked concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 243 – 249
- [83] CUR 90 – 3, Carbonatatie, corrosie en vocht, 1990, 118 p.
- [84] CUR 84 – 1, Corrosie van de wapening in gewapende betonconstructies, 1984, 33 p.

- [85] CUR 96 – 3, Durability of new types of concrete for marine environments, 1996, 50 p.
- [86] BROOMFIELD J.P., LANGFORD P.E., EWINS A.J., The Use of a Potential Wheel to Survey Reinforced Concrete Structures, Corrosion Rates of Steel in Concrete, edited by Neal S. Burke and David Whiting, 1990, p. 157 – 173
- [87] YANG Y., SANJAYAN J.G., TAPLIN G.R., STEWART M.G., Corrosion initiation time in reinforced concrete beams in simulated marine environment, , International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.277 – 290
- [88] CUR – rapport 143, Corrosie van voorspanstaal, 1989, p. 9 – 13
- [89] TAERWE L., Lineaire Elementen in Gewapend Beton, *syllabus*, Universiteit Gent, 2005
- [90] FIDJESTØL P., Silica Fume in marine concrete – Introduction and long term experience, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.45 – 60
- [91] KHOO J., Application of Silica Fume in the Tanjung Pelepas Port in Johor, Malaysia, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.121 – 132
- [92] MOHAMMED T.U., HAMADA H., YAMAJI T., Slag Cement – A choice for the long term durability, International conference on concrete in marine environments (IABSE), Vietnam Center for Natural Science and Technology, 2002, p.159 – 168
- [93] SCHIESSL P., WIENS U., Rapid determination of chloride diffusivity in concrete with blending agents, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 115 – 125

- [94] BOEL V., AUDENAERT K., DE SCHUTTER G., Resultaten duurzaamheidsproeven, Duurzaamheid van zelfverdichtend beton, CEMENT – Drijvend Beton, nr. 7, 2005, p. 75 – 79

- [95] BILEK V., KERŠNER Z., Non Traditional Cement and Concrete II, Proceedings of the International Symposium organized by Brno University of Technology & ŽPSV Uherský Ostroh, Journal of Materials in Civil Engineering, 2005, p. 276 – 282

- [96] WIKIPEDIA ENCYCLOPÉDIE, Wikipedia Foundation Inc.,
http://nl.wikipedia.org/wiki/Lineaire_Variabele_Differentiele_Transformator, (laatst
 gelezen op 08/05/2007)

- [97] TAERWE L., Betontechnologie, *syllabus*, Universiteit Gent, 1997

- [98] FRANCOIS R., KONIN A., LASVALADAS I., Influence of the loading on the penetration of chlorides in reinforced concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St. – Rémy – lès – Chevreuse, 1995, p. 250 – 261

- [99] GRANJU J.L., BALOUCH S., Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks, Cement and Concrete Research 35, Elsevier, 2004, p. 572 – 577

- [100] NEN 3880, Voorschriften Beton VB 1974/1984, Nederlands Normalisatie Instituut, 1^e druk, juni 1984

- [101] NEN 5905, Toeslagmaterialen voor beton – Zand en Grind, Nederlands Normalisatie Instituut, 1^e druk, 1988

- [102] NEN 5921, Toeslagmaterialen voor beton – Bepaling van het gehalte aan chloriden, Nederlands Normalisatie Instituut, 1^e druk, november 1984

