

TNO-rapport
98-BT-R1246

Advies ten aanzien van de ontwerplevensduur van de boortunnel onder de Botlek

TNO Bouw

Datum
4 augustus 1998

Auteur(s)
ir A.J.M. Siemes

Contactpersoon
ir A.J.M. Siemes

Lange Kleiweg 5
Postbus 49
2600 AA Delft

Telefoon 015 284 20 00
Fax 015 284 39 90

Opdrachtgever

BTC
t.a.v ing. A.M. Topper
Postbus 524
3190 AL Hoogvliet

Alle rechten voorbehouden.
Niets uit deze uitgave mag worden
vermenigvuldigd en/of openbaar
gemaakt door middel van druk, foto-
kopie, microfilm of op welke andere
wijze dan ook, zonder voorafgaande
toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd
uitgebracht, wordt voor de rechten en
verplichtingen van opdrachtgever en
opdrachtnemer verwezen naar de
Algemene Voorwaarden voor onder-
zoeksopdrachten aan TNO, dan wel
de betreffende terzake tussen de
partijen gesloten overeenkomst.
Het ter inzage geven van het
TNO-rapport aan direct belang-
hebbenden is toegestaan.

Aantal pagina's : 34

Aantal Bijlagen : 3

© 1998 TNO

Samenvatting

Bij het ontwerpen van de Botlek spoortunnel zijn door BTC Botlek een aantal keuzen gemaakt ten aanzien van de samenstelling van de betonnen tunnelelementen, die invloed hebben op de duurzaamheid. Dit betreft met name keuzen ten aanzien van de betonsterkteklasse, de betondekking, de betonsamenstelling.

Aan TNO Bouw is opdracht verleend om deze keuzen te evalueren op basis van het uitgangspunt dat de levensduur van de tunnel 100 jaar dient te bedragen.

Op basis van ter beschikking gestelde documenten is door TNO Bouw nagegaan welke bedreigingen ten aanzien van die levensduur kunnen optreden. Op basis van summier gegevens over de samenstelling van het grondwater, kon worden geconcludeerd dat er sprake is van een enigszins basisch karakter, een licht verhoogd chloridegehalte dat geen invloed zal hebben op het ontstaan van corrosieprocessen en een enigszins verhoogd sulfaatgehalte. Het aantal metingen is echter te klein om een betrouwbare uitspraak te kunnen doen. Aan de binnenzijde kan carbonatatie optreden, waarbij het beschutte milieu (er valt geen neerslag op het beton) een ongunstig aspect is. Door lekkage van goederen wagons kan aan de binnenzijde aantasting optreden. De aard, omvang en de frequentie van dergelijke lekkages is niet duidelijk. Tenslotte is het raadzaam om rekening te houden met de mogelijkheid van het optreden van alkali-silicareactie en schade door zwerfstromen, afkomst van de stroomvoorziening voor de treinen of uit de omgeving, bijvoorbeeld kathodische beschermings-systemen van nabij gelegen stalen buisleidingen.

De eis van 100 jaar ontwerplevensduur betekent, naar de mening van TNO Bouw, dat binnen die 100 jaar de gewenste prestaties en functies betrouwbaar moeten worden vervuld. De faalkans (falen = het niet vervullen van prestaties of functies) dient voldoende klein te zijn. Eisen ten aanzien van de betrouwbaarheid ten aanzien van bezwijken e.d. (i.c. uiterste grenstoestanden) en voor de bruikbaarheid (i.c. gebruiksgrenstoestanden) zijn terug te vinden in het Bouwbesluit. Voor andere aspecten (bijvoorbeeld lekkage) liggen nog geen eisen vast, maar uit de aanwezige eisen in het Bouwbesluit kan hiervoor wel een indicatie worden afgeleid.

Het voorgaande impliceert, dat de ontwerpeis van 100 jaar betekent dat de gemiddelde levensduur enige factoren (zeg 2 á 3) groter moet zijn dan die 100 jaar.

De evaluatie van de duurzaamheid leverde op, dat verwacht mag worden dat bij een goede verwerking en nabehandeling van het beton de ontwerplevensduur van 100 jaar gehaald zal worden. Dit geldt onder de randvoorwaarde van de beschikbare informatie en controle van het toe te passen toeslagmateriaal ten aanzien van de alkali-silicareactiviteit (CUR-Aanbeveling 38). De maatgevende bedreiging bleek carbonatatie van het beton te zijn. Het voorgestelde betonmengsel, bestaande uit 25 % (m/m) portlandcement CEM I 52,5 R en 75 % (m/m) hoogovencement CEM III/A 52,5 is hier goed tegen bestand.

Gezien het ontbreken van voldoende betrouwbare meetgegevens met betrekking tot het milieu binnen en buiten de tunnelbuis (i.c. chloridegehalte, sulfaatgehalte e.d.) is geadviseerd om na te gaan of het mogelijk is om het beton samen te stellen op basis van alleen hoogovencement CEM III/A 52,5. Op de markt zijn dergelijke cementen beschikbaar, die voor wat betreft carbonatatie een nagenoeg hetzelfde gunstige gedrag vertonen als portlandcement. Een dergelijk beton heeft in de meeste andere

opzichten het karakter van een echte hoogovencementbeton, terwijl het eerder genoemde mengsel meer het karakter heeft van een portlandcementbeton. Hoogovencementbeton is robuuster tegen de inwerking van chloride en/of sulfaat dan portlandcementbeton. Bovendien hoeft niet gevreesd te worden voor alkali-silicareactie en is in het algemeen de bestandheid tegen agressieve stoffen en de invloed van zwerfstromen beter.

Inhoud

1.	Inleiding en opdracht	5
2.	Levensduurbeschouwing.....	6
3.	Aanbevelingen.....	11
	 Bijlage A: Levensduur 100 jaar	 13
	Bijlage B: Procedure voor het opzetten van een levensduurontwerp	17
	Bijlage C: Corrosie van betonstaal	23

1. Inleiding en opdracht

De Botlektunnel vormt een onderdeel van de Betuweroute en is derhalve een spoortunnel. De tunnel zal worden gebouwd als een zogenoemde boortunnel. In de praktijk betekent dit dat de tunnel opgebouwd al zal worden uit gewapend betonnen segmenten. Een set van dergelijke segmenten vormt een ring. Door het aan elkaar schakelen van ringen ontstaat een doorgaande tunnel. De waterdichtheid van de tunnel wordt verzorgd door rubber profielen die aan de buitenzijde van de kopse vlakken van de segmenten worden aangebracht.

Als bestekseis is ten aanzien van de levensduur vermeld, dat een levensduur van 100 jaar moet worden gegarandeerd. Daarenboven zijn de volgende constructie-eisen gesteld, die invloed kunnen hebben op de duurzaamheid:

- betonsterkteklasse B45 tot B55,
- dikte van de segmenten 400 mm,
- betondekking 35 mm op de buitenste wapening en langs de buitenomtrek,
50 mm langs de binnenomtrek (verhoogd in verband met brandwerendheid,
20 mm ter plaatse van de nokken en de inkassingen.

Ten aanzien van de betonsamenstelling wordt in principe uitgegaan van het mengsel dat ook is gebruikt voor de Tweede Heinenoord Tunnel:

- cement 350 kg/m³
87,5 kg portland CEM I 52,5 R
262,5 kg hoogoven CEM III/A 52,5
- toeslag 835 kg rivierzand 0 - 4 mm
1040 kg riviergrind 4 - 16 mm
- hulpstof 1,0 - 1,5 % op cementmassa
- water/cementfactor < 0,45

Met dit mengsel mag worden verwacht dat de sterkteklasse B 65 zal bedragen.

Door BTC is aan TNO Bouw de opdracht gegeven om na te gaan of bij de voormelde uitgangspunten de levensduur van 100 jaar kan worden gehaald.

2. Levensduurbeschouwing

In de Bijlagen A en B is aangeven op welke wijze een duurzaamheidsbeschouwing op basis van de levensduur zou moeten worden opgezet en welke consequenties dat kan hebben ten aanzien van de gemiddelde levensduur.

In het kort komt deze gehele beschouwing neer op:

- ontwerp de constructie op basis van de conventionele duurzaamheidseisen uit de betonvoorschriften,
- ga na welke relevante bedreigingen er gelden voor de constructie,
- bepaal de aanwezige levensduur en ga na of daarmee aan de eisen wordt voldaan; als een eerste globale controle kan daarbij worden uitgegaan van een gemiddelde levensduur van 180 jaar als de bedreiging leidt tot het overschrijden van een grenstoestand met betrekking tot het gebruik en van 300 jaar als een uiterste grenstoestand wordt overschreden,
- maak in twijfelgevallen een volledige probabilistische berekening van de levensduur.

Op basis van een chemische analyse van grondwatermonsters (Fugro-onderzoek B-7286/1100) blijkt dat:

- pH-waarde varieert tussen 7,1 en 8,2,
- chloridegehalte varieert tussen 49 en 250 mg per liter,
- sulfaatgehalte varieert tussen 10 en 220 mg per liter.

Deze gegevens ten aanzien van de mogelijke agressiviteit van het grondwater zijn weliswaar relevant maar zijn summier ten aanzien van het met voldoende betrouwbaarheid vaststellen van de mate van agressiviteit. Deze gegevens zijn ook niet verzameld met het doel om er een levensduurbeschouwing aan vast te koppelen.

Om een verdere onderbouwing te verkrijgen van met name het chloridegehalte zijn bij TNO NITG gegevens opgevraagd van vaste meetpunten in de nabijheid van de Botlekspoortunnel. Deze gegevens komen uit op een hoger chloridegehalte variërend van 555 mg/l tot 1470 mg/l. Deze laatste waarde is gemeten ter plaatse van Grote Hartelsluis. Ter plaatse van de Botlekspoortunnel is slechts één waarneming beschikbaar, te weten 94 mg/l. Bij een meetpunt ter plaatse van de Tweede Petroleumhaven is gemeten gedurende een periode van 1980 tot 1996. Binnen die periode varieerde het chloridegehalte tussen 548 mg/l en 760 mg/l (verschil van bijna 40 %).

Het verschil tussen de waarnemingen van Fugro en TNO en de variatie over de langere periode illustreren de eerdere stelling dat deze metingen onvoldoende betrouwbaar zijn om als basis voor een levensduurbeschouwing te dienen.

Als wordt verondersteld dat de meetgegevens een juist beeld opleveren ten aanzien van de agressiviteit van de grond en het grondwater, dan kan op basis van de VBT en heersende opvattingen worden gesteld:

- dat bij een chloridegehalte van 1,5 g/l geen gevaar bestaat voor corrosie geïnitieerd door chloride,
- het sulfaatgehalte leidt tot een indeling in milieuklasse 5a (matig agressief milieu), waarvoor de eis van een water/cementfactor geldt van niet hoger dan 0,55; het voorgestelde betonmengsel gaat

uit van een water/cementfactor van 0,45 en biedt ook voor een ontwerpperiode van 100 jaar voldoende bescherming.

Op grond van de hiervoor vermelde bedreigingen zou de tunnel bij een conventioneel duurzaamheidsontwerp volgens de algemeen geldende voorschriften, zoals de VBC1995 (NEN 6720) en de VBT1995 (NEN 5950) ingedeeld moeten worden in milieuklasse:

- '2 - vochtig milieu',
- '5a - zwak agressief'.

Indien de zwaarste eisen die voortkomen uit deze milieuklassen te samen worden genomen, dan leidt dit tot de volgende eisen:

- betondekking 30 mm (voor de oncontroleerbare vlakken 35 mm),
- water/cementfactor ten hoogste 0,55.

Naast samenstellingseisen zijn er ook verwerkings- en nabehandelingseisen die van belang zijn voor de te bereiken duurzaamheid.

De hiervoor gegeven eisen zijn voor het merendeel van de betonconstructies die in Nederland worden gebouwd voldoende. Met uitzondering van de lokaal lagere betondekking voldoet het voorgestelde betonmengsel aan deze eisen.

De betonvoorschriften beogen echter niet om voor alle betonconstructies adequate eisen ten aanzien van duurzaamheid te stellen. Voor bijzondere betonconstructies is het daarom noodzakelijk om na te gaan of de eisen moeten worden toegespitst, hetgeen overigens in lijn is met het Bouwbesluit.

Bijzonderheden die daartoe aanleiding kunnen geven zijn:

- het specificeren van de levensduur, zoals bijvoorbeeld bij de Botlektunnel het specificeren van een lange levensduur van 100 jaar,
- belangrijke (infrastructurele) bouwwerken,
- bijzondere milieu-omstandigheden, zoals zout water, agressieve stoffen,
- hoge bouw- en/of instandhoudingskosten (inclusief de maatschappelijke schade na falen en tijdens het repareren).

Het stellen dat de levensduur tenminste 100 jaar dient te bedragen, is op zich een onvolledige eis. In principe dient ook aangegeven te worden:

- de functies/prestaties waarop die levensduureis betrekking heeft,
- de mate van betrouwbaarheid waarmee aan deze eis moet worden voldaan,
- de bepalingsmethode voor het vaststellen van de levensduur.

In Bijlage A bij dit rapport wordt nader ingegaan op de huidige stand van de techniek ten aanzien van het vaststellen van de levensduur en de betrouwbaarheid daarvan. Voor onderdelen die niet geïnspecteerd of onderhouden kunnen worden, is het aannemelijk dat de verschillende prestaties een zodanige levensduurverdeling moeten hebben, dat voldaan kan worden aan de gecombineerde eisen ten aanzien van de referentieperiode en de betrouwbaarheid. Voor de Botlekspoortunnel komt dit neer op:

- referentieperiode van 100 jaar,
- betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,6$ voor de uiterste grenstoestanden (ULS),
- betrouwbaarheidsindex $\beta = 1,8$ voor de gebruiksgrenstoestanden (SLS).

De betrouwbaarheidsindex is een maat voor de kans dat er binnen de ontwerpperiode (in dit geval 100 jaar) geen falen zal optreden. Om die kans voldoende klein te houden, moet de gemiddelde levensduur groter zijn dan de ontwerplevensduur. In Bijlage A is een rekenvoorbeeld gegeven (gebaseerd op een lognormale verdeling voor de levensduur en een variatiecoëfficiënt van 30 %) de resultaten daarvan zijn samengevat in tabel 1. De waarden in de tabel zijn alleen bedoeld ter illustratie. Bij een formeel ontwerp op basis van een ontwerplevensduur moet de feitelijke levensduurverdeling door middel van probabilistische technieken worden vastgesteld.

Tabel 1: Gemiddelde levensduren uitgaande van een lognormale levensduur en een variatiecoëfficiënt van 30 % en een ontwerplevensduur van 100 jaar

grenstoestand	betrouwbaarheidsindex	gemiddelde levensduur in jaar
gebruik	$\beta = 1,8$	177
uiterste	$\beta = 3,6$	300

In tabel 1 is ten aanzien van het betrouwbaarheidsniveau uitgegaan van betrouwbaarheidsindexen die afkomstig zijn uit het Bouwbesluit. De boortunnel zal tenminste aan de eisen uit het Bouwbesluit moeten voldoen.

Aangezien er over functionele aspecten zoals waterdichtheid geen prestatie-eisen zijn gesteld, kan voor alsnog ter gedachtenvorming ervan worden uitgegaan, dat als lekkages leiden tot onveilige situaties waarbij de tunnel buiten gebruik moet worden gesteld dit overeenkomt met het overschrijden van een uiterste grenstoestand, zonder dat daarbij slachtoffers zullen vallen. Indien door lekkages noodmaatregelen moeten worden genomen gericht op het in gebruik houden van de tunnel, komt dit overeen met het overschrijden van een gebruikstoestand. In een recent door TNO Bouw aan het COB uitgebracht rapport is een meer op een boortunnel gericht voorstel gedaan voor betrouwbaarheidsindexen. Dit voorstel is in tabel 2 weergegeven.

Tabel 2: Voorstel betrouwbaarheidsindexen voor boortunnels

betrouwbaarheidsindex β	grenstoestand	voorbeeld
1 - 2	SLS en repareerbaar	beperkte lekkage
2 - 3	SLS en niet repareerbaar	grote zettingen
3 - 4	ULS en lokaal bezwijken	bezwijken van één ring
4 - 5	ULS en algeheel bezwijken	progressief bezwijken

Uit de ter beschikking gestelde documenten is, zoals reeds werd opgemerkt, nog geen voldoende betrouwbaar beeld naar voren gekomen van de bedreigingen van de duurzaamheid van de tunnel (tunnelbuis, brilwanden en toeritten). Aspecten die nog duidelijk ontbreken zijn:

- a. Verdeling van het zoutgehalte in het grondwater rondom de tunnel; ook de mogelijke veranderingen in de loop van de tijd ontbreekt (i.c. variatie in tijd en plaats). Een ander aspect dat in beschouwing moet worden genomen is de snelheid waarmee de agressieve stoffen zich door de grond kunnen verplaatsen.

- b. De agressiviteit van de grond en het grondwater zijn niet bekend. Bijgevolg zijn ook de variatie in plaats en tijd niet bekend. Dit aspect zou nog kunnen leiden tot een indeling in milieuklasse 5 (a tot en met d). Bij agressiviteit van grondwater moet onder meer gedacht worden aan:
- zacht water,
 - vrije zuren,
 - sulfaten,
 - magnesiumzouten,
 - ammoniumzouten,
 - bepaalde organische verbindingen.
- Bij de agressiviteit van grond moet in principe aan hetzelfde worden gedacht, maar dan als een overmaat van dergelijke stoffen aanwezig is in de grond.
- c. Agressiviteit als gevolg van het lekken van stoffen uit de goederenwagens die de tunnel zullen passeren.

Een belangrijk item voor het beoordelen van de duurzaamheid van de tunnel is ook het voorspellen van de eventuele schade die in de tunnel kan optreden. Uit ervaring met bijvoorbeeld de Tweede Heinenoordtunnel, maar ook met andere soortgelijke tunnels is bekend dat de volgende vormen van schade zouden kunnen optreden:

1. afbreken van de centreernokken tijdens het monteren van de segmenten en ringen,
2. inscheuren van de inkassingen waarin de centreernokken vallen; hierbij kunnen de randen zowel in- als afscheuren en kan zelfs lekkage onder de rubbervoeg optreden,
3. spijten van de segmenten tijdens het plaatsen,
4. openen van voegen door zettingen van de tunnel,
5. lekken van de rubberprofielen door relaxatie, materiaalfouten, verdwijnen langsvoorspanning in de tunnelbuis,
6. scheuren van het betonoppervlak door opgelegde krimp en/of temperatuurvervorming,
7. aanrijdingsschade,
8. brandschade.

In het voorgaande overzicht van mogelijke bedreigingen zijn de mechanische bedreigingen, zoals opgelegde krachten en vervormingen niet in beschouwing genomen.

In Bijlage C is een beschouwing opgenomen ten aanzien van de initiatie van corrosieschade. Daarbij is ingegaan op initiatie door carbonatatie en door chloride. Dit laatste is waarschijnlijk niet relevant voor de Botlekspoortunnel, als wordt verondersteld dat de vermelde meetwaarden betrouwbaar zijn.

Op basis van carbonatatiebeschouwing in Bijlage C kan worden gesteld, dat bij een betondekking van 50 mm er geen direct gevaar bestaat voor corrosie als gevolg van carbonatatie. Voorwaarde daarvoor is dat de perioden met een lage relatieve vochtigheid niet te lang zijn. Hier zou een nadere berekening voor moeten worden opgesteld. Ook is het van groot belang om te zorgen voor voldoende nabehandeling.

Voor de betondekking van 20 mm bestaat wel een grote kans op corrosie door carbonatatie geïnitieerd. De verwachte levensduur bedraagt slechts 16 % (= $20^2/50^2$) van de in tabel C.6 vermelde levensduren. Weliswaar is de levensduur $0,16 \cdot 2063 = 330$ jaar voldoende. Maar er mag niet van worden uitgegaan dat de relatieve vochtigheid altijd boven de 85 % ligt. Bovendien zullen bij de

Botlektunnel niet altijd de laboratoriumomstandigheden gelden die van toepassing zijn op de gehanteerde gegevens.

Voor chloride-geïnitieerde corrosie toont Bijlage C een pessimistisch beeld. Dit beeld geeft aan hoe voorzichtig moet worden omgegaan met dit fenomeen. Er moet met voldoende betrouwbaarheid worden aangetoond dat er geen te hoge chlorideconcentraties in het grondwater aanwezig kunnen zijn.

Naast bedreigingen die van buitenaf komen, dient ook nog rekening gehouden te worden met bedreigingen die vanuit het beton zelf komen. In dit geval heeft dat met name betrekking op alkali-silicareactie (ASR) dit is een reactie tussen alkaliën die voornamelijk aanwezig zijn in het cement en bepaalde soorten toeslagmateriaal. Daarbij wordt een gel gevormd die water kan binden, waardoor zwelling ontstaat. Deze zwelling kan leiden tot het verminderen van de mechanische eigenschappen van het beton en het ontstaan van scheuren en delaminaties. Ook kunnen de tunnelelementen grote krachten op elkaar gaan uitoefenen.

In CUR-Aanbeveling 38 is aangegeven hoe men ASR kan vermijden. In grote lijnen stelt deze aanbeveling dat ofwel het toeslagmateriaal moet worden getest op gevoeligheid voor ASR ofwel een geschikte cementsoort moet worden toegepast, bijvoorbeeld hoogovencement met een hoog slakgehalte of vliegascement met een hoog vliegasegehalte. Het voor de Botlektunnel voorgestelde cementmengsel heeft in dit opzicht een te laag slakgehalte.

Voor een toepassing zoals de Botlektunnel is het gezien de ontwerplevenduur van 100 jaar aan te raden om zowel het toeslagmateriaal te testen als een juiste cementsoort te gebruiken.

3. Aanbevelingen

Als de beschikbare meetgegevens een betrouwbaar beeld geven van de toestand ter plaatse van de te bouwen Botlek spoortunnel, dan vormt carbonatatie een bedreiging op de plaatsen met een dekking van slechts 20 mm. Uit een oriënterende berekening blijkt weliswaar, dat bij een RV van tenminste 80 % de levensduur voldoende is, maar gedurende een deel van het jaar zal deze waarde worden onderschreden. Mogelijk zou ook op de plaatsen met 50 mm carbonatatie een bedreiging kunnen zijn, indien de perioden met relatieve vochtigheden lager dan 85 % voldoende lang zijn. Het is daarom raadzaam hier een nadere studie aan te wijden.

Chloride is zeer bedreigend als deze in voldoende mate aanwezig is. Op basis van de beschikbare meetgegevens moet echter worden gesteld, dat er geen bedreiging aanwezig is. Het is echter wel van belang om een betrouwbaarder beeld te verkrijgen omtrent het chloridegehalte.

De mogelijkheid dat ASR kan optreden, moet in beschouwing worden genomen bij de voorgestelde betonsamenstelling. Het cementmengsel dat zal worden toegepast, heeft een slakgehalte (43 % m/m) dat te laag is om bescherming te bieden tegen ASR. Het is daarom noodzakelijk om het toe te passen toeslagmateriaal te testen op potentiële ASR aan de hand van CUR-Aanbeveling 38.

Bij het aangegeven sulfaatgehalte in het grondwater mag er van worden uitgegaan dat de betonsamenstelling voldoende waarborgen biedt om een ontwerplevensduur te bereiken van 100 jaar.

De beschikbare informatie omtrent bedreigingen die leiden tot corrosie, zou aanleiding geven om de keuze van het cement te heroverwegen. Indien geen chloride aanwezig is, zou een keuze van portlandcement voor de hand liggen. Er zijn echter redenen om een dergelijke keuze niet te maken:

- de aanwezigheid van een kritisch chloridegehalte kan (nog) niet worden uitgesloten,
- optreden van ASR kan alleen door intensieve controle van het toeslagmateriaal worden uitgesloten,
- aanwezigheid van zwerfstromen; er wordt weliswaar uitgegaan van een 25 kV wisselstroom als energievoorziening van de treinen hetgeen een minder grote bedreiging vormt dan gelijkstroom, maar er blijft een zekere dreiging over; bovendien moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid dat binnen de gebruikperiode van de tunnel overgestapt wordt op gelijkstroom en er moet rekening worden gehouden met aanwezige of toekomstige externe bronnen voor zwerfstromen, bijvoorbeeld afkomstig van kathodische beschermingssystemen van buisleidingen in de nabijheid van de boortunnel,
- de aanwezigheid van 220 mg/l sulfaat in het grondwater; volgens de VBT is voor milieuklasse 5a 400 mg/l bedreigend, maar hier moet worden bedacht dat daarbij aan een relatief korte expositietijd (zeg 50 jaar) is gedacht; in deze rapportage is gesteld dat een langere periode moet worden gedacht (zeg 300 jaar),
- het lekken van agressieve stoffen uit de goederen wagons; de aard van deze lekkages en de omvang en frequentie zijn niet duidelijk; het is om die reden aan te bevelen om een betonsamenstelling te kiezen die tegen deze bedreigingen robuust is.

Op grond van bovenstaande redenen zou een keuze van hoogovencement CEM III-a overwogen kunnen worden. De voordelen zijn:

- minder chloride-indringing , als onverhoopt toch een te hoog gehalte aan chloride aanwezig is of als geen betrouwbaar beeld van het chloridegehalte kan worden verkregen,
- optreden van ASR is niet meer relevant,
- betere weerstand tegen zwerfstromen,
- betere bestandheid tegen sulfaten,
- over het algemeen een betere bestandheid tegen agressieve stoffen die lekken uit de goederen wagons.

Over het algemeen treedt bij hoogovencement een grotere mate van carbonatatie op dan bij portlandcementbeton. Dit zou een argument zijn om niet voor hoogovencement te kiezen. Recent onderzoek van TNO Bouw aan hoogoven CEM III/A 52,5 van ENCI, zoals dat ook beoogd wordt om toe te passen in de betonelementen van de boortunnel, heeft een veel gunstiger carbonatatiegedrag. De carbonatatiecoëfficiënt komt in de buurt van die van portlandcement.

Overigens moet voor beton dat wordt vervaardigd op basis van deze cementsoort nog worden vastgesteld of betoneigenschappen, zoals verwerkbaarheid, sterkte-ontwikkeling en dergelijke geschikt zijn voor toepassing en tunnelementen.

Voor de tunnelementen wordt echter een mengsel van hoogovencement CEM III/A 52,5 (75 % m/m) en portlandcement CEM I 52,5 R (25 % m/m) toegepast. Er mag van dit mengsel verwacht worden dat het zich nog enigszins beter gedraagt dan de pure hoogovencement CEM III/A 52,5 (100 % m/m) ten aanzien van carbonatatie.

Het mengsel van hoogovencement CEM III/A 52,5 (75 % m/m) en portlandcement CEM I 52,5 R (25 % m/m) heeft echter een zodanig laag slakgehalte (43 % m/m), dat er nauwelijks meer sprake is van de gunstige eigenschappen van een hoogovencement. Ten aanzien van chloride-indringing, ASR, zwerfstromen, sulfaten en agressieve stoffen mag er niet van worden uitgegaan, dat het mengsel zich gedraagt als een hoogovencement. Het mengsel leidt tot betoneigenschappen die sterker op die van portlandcementbeton lijken dan op die van hoogovencementbeton. Het mengsel geeft dus geen robuustheid tegen de eerder genoemde bedreigingen.

TNO Bouw,
Afdeling Bouwtechnologie,



A.J.M. Siemes

BIJLAGE A: Levensduur 100 jaar

De huidige praktijk ten aanzien van het realiseren van de levensduur van een betonconstructie is als volgt. Eerst wordt er een ontwerp van de constructie gemaakt, dat wordt getoetst op sterkte- en stijfheidseisen. De belastingen worden ontleend aan NEN 6702 (TGB Belastingen) of voor verkeersbelastingen aan NEN 6722 (VBB). Voor bijzondere belastingen worden zij bepaald op een zodanige wijze dat zij voldoen aan de eisen uit NEN 6700 (TGB Algemeen en Basiseisen). Vervolgens wordt bij deze belastingen het ontwerp gecontroleerd op veiligheid en bruikbaarheid volgens de regels uit NEN 6720 (VBC). Indien het ontwerp voldoet, worden aanvullende eisen gesteld aan de samenstelling van de constructie en aan de uitvoering. Dergelijke regels betreffen onder meer de betondekkingen, de water/cementfactor, de scheurwijdte, de ASR-gevoeligheid, de nabehandeling. Dergelijke eisen zijn in het algemeen gekoppeld aan de expositie-omstandigheden van de constructie, zoals gegeven in de van toepassing zijnde milieuklasse.

Over het algemeen wordt aangenomen dat de levensduur van een betonconstructie, die voldoet aan de duurzaamheidseisen die aan NEN 6720 (VBC) zijn gekoppeld, tenminste 50 jaar bedraagt. Een gedocumenteerde controle van deze beoogde levensduur is bij TNO Bouw niet bekend. Wel is uit ervaring bekend, dat betonconstructies dergelijke levensduren kunnen bereiken. Over het algemeen (afgezien van pertinente ontwerp- of uitvoeringsfouten of van calamiteiten) zijn daarbij wel reparaties aan de buitenkant van de constructie voor nodig. Het is ook bekend dat zich bijvoorbeeld bij de aanwezigheid van chloride.

Het stellen dat de levensduur van een betonconstructie 50 jaar bedraagt, is op een wat merkwaardige wijze totstandgekomen. Vóór 1990 was er in de betonvoorschriften geen expliciete relatie gelegd naar een bepaalde levensduur. Met het verschijnen van het Bouwbesluit in 1990 kwam op eens naar voren dat bouwwerken binnen een referentieperiode van 15 of 50 jaar een bepaalde mate van betrouwbaarheid moesten hebben ten aanzien van de draagveiligheid. Dit betekende dat binnen die referentieperiode de kans op falen (bezwijken dan wel onbruikbaar worden) gelimiteerd was. Dergelijke kansen worden overschreden als de invloed van de ontwerpbelasting groter is dan de ontwerpdraagcapaciteit. Een constructie die in de ontwerpfase voldoet, kan echter door overschrijden van de ontwerpbelasting of door onderschrijden van de draagcapaciteit niet meer voldoen aan de faalkanseis. Door aantasting, veroudering en dergelijke duurzaamheidsaspecten kan de draagcapaciteit in de loop van de tijd achteruitgaan. In het Bouwbesluit is gesteld, dat betonconstructies die zijn ontworpen volgens (een aantal aangewezen artikelen uit) NEN 6720 (VBC) voldoen aan de eisen uit het Bouwbesluit. In de VBC wordt geen onderscheid gemaakt voor de duurzaamheid naar een periode van 15 jaar en een periode van 50 jaar. Dit impliceert dat er impliciet van wordt uitgegaan dat de VBC geldt voor een referentieperiode van 50 jaar.

Voor de goede orde moet nog worden vermeld, dat de referentieperiode van 50 jaar wel ten grondslag heeft gelegen voor het bepalen van de grootte van de (variabele) belastingen (bij permanente belastingen verandert de grootte van de belasting uiteraard niet of nauwelijks met de referentieperiode).

In de NEN 6722 (VBB) wordt uitgegaan van een referentieperiode van 80 jaar. Ten aanzien van de eisen aan de duurzaamheid wordt evenwel niet afgeweken van die uit NEN 6720 (VBC).

De conclusie is, dat de referentieperiode/levensduur bij het vaststellen van de grootte van de in rekening te brengen belastingen een expliciete rol heeft gespeeld. Voor het vaststellen van de duurzaamheid is, op grond van praktijkervaring gesteund door inzicht van deskundigen, gesteld dat de levensduur gehaald zal worden.

Inmiddels vindt her en der onderzoek plaats, om de methoden voor het bepalen van de levensduur verder te ontwikkelen en operationeel te maken. Aanzetten daartoe zijn onder andere te vinden in [Schießl et al, 1997] en in het Brite/Euram Project 'DuraCrete'.

De levensduureis van 100 jaar heeft met name voor onderdelen die niet geïnspecteerd of onderhouden kunnen worden flinke consequenties. De verschillende prestaties moeten namelijk een zodanige levensduurverdeling hebben, dat voldaan kan worden aan de gecombineerde eisen ten aanzien van de referentieperiode en de betrouwbaarheid. Dit komt neer op:

- referentieperiode van 100 jaar,
- betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,6$ voor de uiterste grenstoestanden (ULS),
- betrouwbaarheidsindex $\beta = 1,8$ voor de gebruiksgrenstoestanden (SLS).

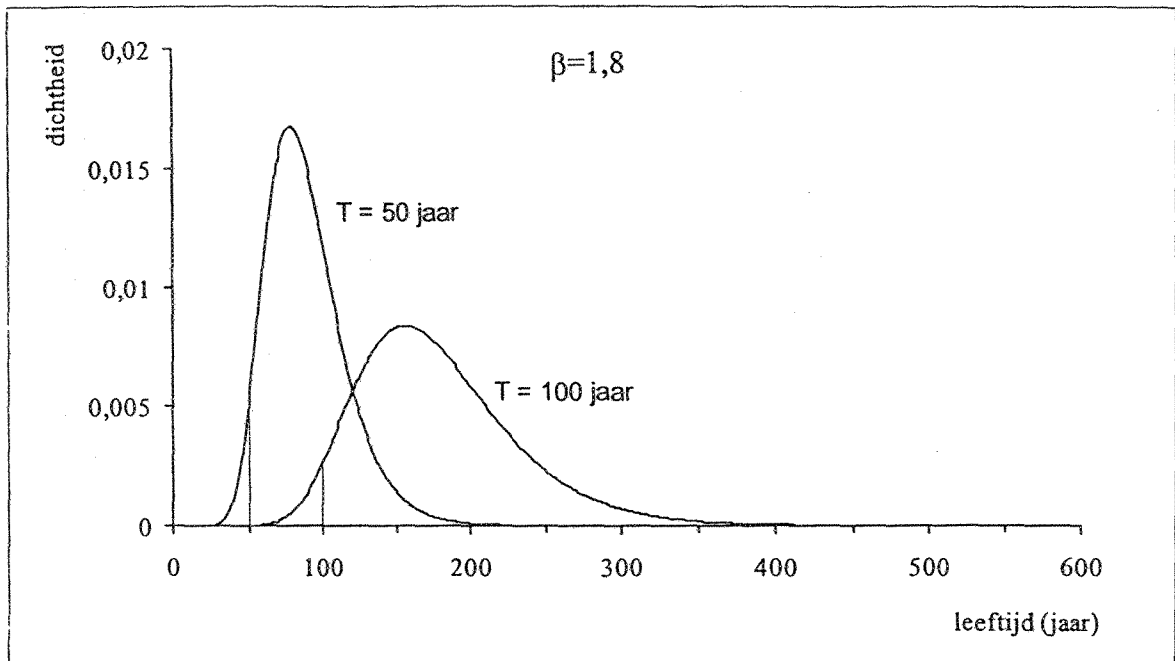
De eisen ten aanzien van de betrouwbaarheidsindex zouden in principe verder genuanceerd kunnen worden op basis van bijvoorbeeld reparatiebaarheid en kosten van preventie.

Aangezien er over functionele aspecten zoals waterdichtheid geen prestatie-eisen zijn gesteld, kan voor alsnog ter gedachtenvorming ervan worden uitgegaan, dat als lekkages leiden tot onveilige situaties waarbij de tunnel buiten gebruik moet worden gesteld dit overeenkomt met het overschrijden van een uiterste grenstoestand. Indien door lekkages noodmaatregelen moeten worden genomen gericht op het in gebruik houden van de tunnel, komt dit overeen met het overschrijden van een gebruikstoestand.

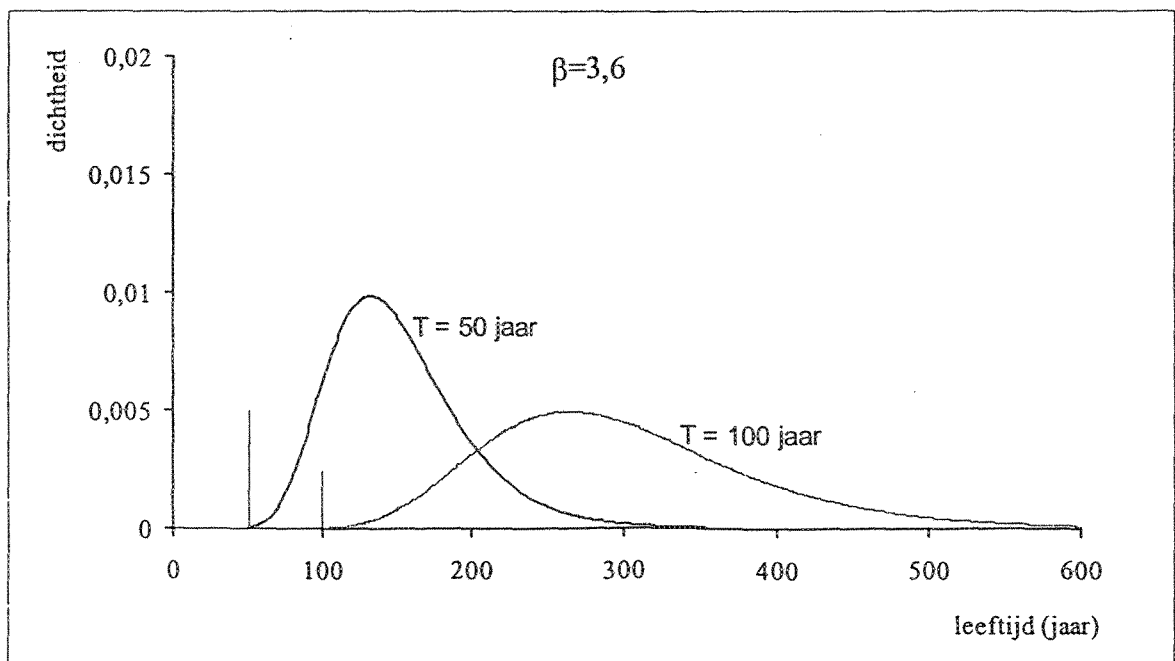
In de figuur A.1 en A.2 is schetsmatig aangegeven welke verschillen in gemiddelde levensduur optreden als voor de ULS respectievelijk de SLS de referentieperiode wordt verlengd van 50 naar 100 jaar. In de figuren is verondersteld dat de levensduur lognormaal is verdeeld en dat de variatiecoëfficiënt van de levensduur 30 % bedraagt (voor levensduurverdelingen moet dit als een lage waarde worden opgevat). Deze veronderstellingen zijn voor zover bekend aan de optimistische kant ten aanzien van de praktijk. De consequenties ten aanzien van de gemiddelde levensduur zijn samengevat in tabel A.1 en in de figuren A.1 en A.2 gevisualiseerd. (N.B. De verdelingsfuncties lopen vanaf het punt 0 jaar. De figuren zijn op schaal getekend. Het oppervlak onder de curve en binnen de referentieperiode is daarom heel klein is. De feitelijke, zeer kleine faalkans is daarom voor de uiterste grenstoestanden niet goed zichtbaar). De gegeven diagrammen zijn louter bedoeld om aan te geven dat het stellen van een eis aan de ontwerplevensduur inhoudt, dat de gemiddelde levensduur een aantal factoren groter is dan die ontwerplevensduur. Bij het maken van een levensduurontwerp kan niet op deze diagrammen worden teruggesproken, maar dient een probabilistische analyse uitgevoerd te worden.

In tabel A.1 zijn de resultaten uit de figuren A.1 en A.2 nog eens samengevat. Bij het gegeven rekenvoorbeeld blijkt, dat de gemiddelde levensduur voor de gebruiksgrenstoestand een factor van ongeveer 1,8 en voor de uiterste grenstoestand een factor 3,0 groter moet zijn dan de ontwerplevensduur van 50 jaar respectievelijk 100 jaar.

Figuur A.1 Voorbeelden van levensduurverdelingen uitgaande van een referentieperiode van 50 jaar en van 100 jaar, een lognormale verdeling met een variatiecoëfficiënt van 0,30 en een betrouwbaarheidsindex $\beta = 1,8$ (gebruiksgrenstoestand)



Figuur A.2 Voorbeelden van levensduurverdelingen uitgaande van een referentieperiode van 50 jaar en van 100 jaar, een lognormale verdeling met een variatiecoëfficiënt van 0,30 en een betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,6$ (uiterste grenstoestand)



Tegenover het in tabel A.1 gegeven effect staat, dat het voor een aantal vormen van aantasting geen evenredig grote inspanning kost om de hogere gemiddelde levensduur te bereiken doordat het aantastingsproces bijvoorbeeld een \sqrt{t} of een $\log t$ -verloop heeft.

Tabel A.1 Gemiddelde levensduren uitgaande van een lognormale levensduur en een variatiecoëfficiënt van 30 %

	referentieperiode 50 jaar	referentieperiode 100 jaar
$\beta = 1,8$	88,5	177
$\beta = 3,6$	150	300

BIJLAGE B: Procedure voor het opzetten van een levensduurontwerp

B.1 Introductie

Bij het ontwerpen van een betonconstructie wordt allereerst het constructief ontwerp gemaakt, waarbij moet worden aangetoond dat bij de te verwachten mechanische belastingen de sterkte en de stijfheid van de constructie voldoende betrouwbaar (i.c. lage faalkans) is. De volgende stap in de procedure is het regelen van de duurzaamheid. Daarbij wordt eerst de milieuklasse gedefinieerd waarin de constructie geplaatst zal worden. Vervolgens dient een reeks van 'conserverings'-maatregelen getroffen te worden. Deze maatregelen zijn in de betonvoorschriften verwoord in 'recepten'. Als het recept wordt opgevolgd, dan mag worden aangenomen dat de constructie voldoende duurzaam zal zijn.

De gangbare ontwerppraktijk levert voor het grootste gedeelte van alle te ontwerpen betonconstructies geen grote problemen op. Het is echter niet mogelijk om in objectieve termen aan te geven in welke mate de te treffen maatregelen zullen bijdragen aan de duurzaamheid. Bovendien is het niet duidelijk of de te treffen maatregelen voldoende geoptimaliseerd zijn. De enige vorm van optimalisatie is de terugkoppeling uit de praktijk: als er te veel schade blijkt op te treden dan worden de maatregelen aangescherpt.

Naast de duurzaamheidsmaatregelen die in de voorschriften vermeld zijn, wordt in het ontwerpstadium ook gebruik gemaakt van specifieke kennis van deskundigen. Dit is bijvoorbeeld het geval bij de keuze van de cementsoort. In de Nederlandse betonvoorschriften is niet aangegeven onder welke omstandigheden het voordeel biedt om hoogovencement dan wel portlandcement te gebruiken.

Voor veel betonnen infrastructurele werken geldt dat zij een levensduur moeten hebben die langer is dan de meeste betonnen bouwwerken. Bovendien zijn de omstandigheden waaronder dergelijke constructies moeten functioneren veelal zwaar. Het nemen van extra maatregelen ligt dan ook voor de hand. Door de Bouwdienst worden daarom extra voorzieningen gevraagd, zoals het gebruik van hoogovencement bij brug- en viaductdekken en het hydrofoberen.

Tot nu toe is weinig praktijkervaring opgedaan met het ontwerpen van betonconstructies op basis van een bepaalde levensduur. Bij constructies zoals de Stormvloedkering in de Oosterschelde en de Maaslandkering is wel uitgegaan van een bepaalde levensduur. Voor de Stormvloedkering Oosterschelde is de betonconstructie ontworpen op een levensduur van 200 jaar. In concreto heeft dit ertoe geleid dat de betondekking zodanig is ontworpen dat chloride uit het zeewater er lang over doet om de buitenste wapening te bereiken. In gescheurd beton duurt dit naar verwachting na 29 jaar en in ongescheurd beton na ongeveer 80 jaar. Voor het instandhouden van de constructie zullen dan reparaties moeten worden uitgevoerd. De wijze waarop de berekeningen zijn uitgevoerd (met name ten zien van de invoergegevens) houdt in dat de genoemde perioden als gemiddelden moeten worden opgevat. Dit betekent dat er (ongeveer) 50 % kans is dat de genoemde perioden groter dan wel kleiner zullen zijn.

Uit de voorgaande beschouwing moet de conclusie worden getrokken, dat er nauwelijks praktische ervaring aanwezig is met het ontwerpen van betonconstructies voor een bepaalde levensduur. Deze beperking geldt, voor zover bekend, ook voor de rest van de wereld. Dit betekent, dat bij het maken van levensduurontwerpen nog moet worden geïnvesteerd in het opbouwen van ervaring.

B.2 Algemeen advies

Om tot een levensduurontwerp van een betonconstructie te komen, wordt geadviseerd om de volgende stappen te zetten:

1. Maak allereerst een (deterministisch) duurzaamheidsontwerp van de constructie op basis van de milieuklassen in de huidige voorschriften (eventueel kan dat in combinatie met de hierna vermelde punten 3 en 4).
2. Controleer dit ontwerp vervolgens op levensduur op basis van de volgende aandachtspunten.
3. Maak een functionele analyse van de constructie (dit moet in principe voor het gehele ontwerp gebeuren en is niet beperkt tot de duurzaamheidsaspecten).
4. Leidt uit de functionele analyse de prestaties af die de constructie moet vervullen.
5. Geef aan of deze prestaties beoordeeld moeten worden in een uiterste grenstoestand, een gebruiks-grenstoestand conform de huidige voorschriften of een grenstoestand volgens een bredere definitie. Voor dit laatste zijn in tabel B.1 voorbeelden gegeven betrekking hebbende op gebouwen, voor kunstwerken zou ook een soortgelijke tabel opgesteld kunnen worden. Een dergelijke tabel kan overigens bij de stappen 3 en 4 ook goede diensten bewijzen.

Tabel B.1 Voorbeelden van bruikbaarheid volgens een bredere definitie

Aspect	Voorbeeld
Comfort voor de gebruiker	statische doorbuiging
	trillingen
	beperking van plaatselijke schade
	niet-acceptabele schade in niet-constructieve onderdelen
	zettingen van funderingen
Functioneren	onvlakheid van vloeren
	lekkage van daken
	slaan van deuren en ramen
	uit het lood staan
	functioneren van leidingen e.d.

vervolg tabel B.1

Aspect	Voorbeeld
Esthetica	uit het lood staan
	grote vervormingen
	scheuren
	kieren tussen twee onderdelen
	grindnesten
	vervuilen
	graffiti

6. Stel vast met welke betrouwbaarheid de prestaties vervuld moeten worden. Hiervoor kan bijvoorbeeld worden teruggegrepen op wettelijke regelingen zoals het Bouwbesluit. Er kunnen echter ook specifieke regelingen zijn die bepalend kunnen zijn voor de betrouwbaarheid zoals bijvoorbeeld de Deltawet. De gewenste betrouwbaarheid kan ook op economische gronden worden vastgesteld als afweging tussen de extra kosten voor het verhogen van de betrouwbaarheid en het verlagen van het risico (= kans op schade vermenigvuldigd met de omvang van die schade).
7. Maak een overzicht van alle mogelijke bedreigingen van de duurzaamheid. Een hulp hierbij is bijvoorbeeld een FMEA (Failure Mode and Effect Analysis). Hierin wordt in tabelvorm een overzicht gegeven van de meest voorkomende bedreigingen van de duurzaamheid. In tabel B.2 is een voorbeeld gegeven van een FMEA voor betonconstructies.
 Naast de feitelijke bedreiging is in de FMEA ook het aantastingsproces c.q. het aantastingsmechanisme vermeld en verder de aard van de schade die wordt veroorzaakt door de aantasting. Om het overzicht te verbeteren, zijn de bedreigingen danwel de processen opgesplitst naar hun aard: mechanisch, biologische, chemisch of fysisch.
 Om de FMEA met succes te kunnen toepassen, moet er al een redelijk beeld beschikbaar zijn over de wijze waarop en de omstandigheden waaronder de constructie zal gaan functioneren. In eerste instantie zal dit geen erg betrouwbaar beeld zijn. Dat kan betekenen dat deze stap in een later stadium, als er een betrouwbaarder beeld aanwezig is, moet worden herhaald.
 De belangrijkste bedreigingen worden geselecteerd op basis van de mate waarin mensenlevens in gevaar zijn en op basis van het economisch risico (kans dat aantasting optreedt * economische omvang van de schade). In eerste instantie zal hiervan geen goed kwantitatief beeld gevormd kunnen worden. Toch mag worden verwacht dat deskundigen een redelijk schot voor de boeg kunnen geven. In twijfelgevallen zal nadere informatie aangedragen moeten worden om een betere onderbouwing van de selectie te krijgen.

N.B. Tabel B.2 is alleen als indicatie bedoeld. De grootte van de tabel suggereert volledigheid, maar heeft alleen ten doel om de complexiteit duidelijk te maken.

Tabel B.2 FMEA voor betonconstructies

code	bedreiging	proces/mechanisme	type schade
a. <u>mechanisch</u>			
a.1	belasting/deformatie	spanning/rek	scheurvorming vervorming bezwijken, breuk, instabiliteit
a.2	langeduur belasting	micro-defecten	scheurvorming bezwijken, breuk, instabiliteit
a.3	langeduur belasting	kruip	doorbuiging scheurvorming
a.4	wisselende belasting	vermoeing	vervorming scheurvorming bezwijken, breuk, instabiliteit
b. <u>biologisch</u>			
b.1	micro-organismse	zuurvorming	uitloggen/oplossen
b.2	organismen/planten	vervuilen	'verminderen uiterlijk'
c. <u>chemisch</u>			
c.1	zuren	neutraliseren	depassiveren wapening
c.2	zuren	uitloggen/oplossen	desintegratie beton
c.3	zuurvormende gassen	neutraliseren	globale depassivering wapening
c.3a	kooldioxyde	carbonatatie	globale depassivering wapening
c.3b	zwaveldioxyde	sulfateren	globale depassivering wapening
c.3c	stikstofoxyde	nitratieren	globale depassivering wapening
c.4	micro-organismen	vorming zuur	oplossen, desintegratie beton
c.5	zacht water	uitloggen/oplossen	desintegratie beton
c.6	zure regen	uitloggen	desintegratie beton
c.7	globale depassivering ijzer+water+zuurstof	algehele corrosie	uitzetten, verminderen van de doorsnede en verlies van hechting
c.8	chloride	indringen	chloride bij de wapening

code	bedreiging	proces/mechanisme	type schade
c.9a	sulfaat	ettringiet	zwellings, desintegratie
c.9b	sulfaat	vorming van gips	zwellings, desintegratie
c.10	verontreinigde toeslag	kristallisatie	pop-outs
c.11	alkali + silica	ASR	zwellings, desintegratie
c.12	alkali + carbonaat	ACR	zwellings, desintegratie
c.13	chloride	inmengen	chloride bij de wapening
c.14	chloride bij de wapening	lokale depassivering	putcorrosie
<u>d. fysisch</u>			
d.1	lage temperatuur	vorst	desintegratie
d.2	temperatuurverandering	expansie	lengteverandering opgelegde vervorming
d.3	relatieve vochtigheid	krimpen of zwellen	lengteverandering opgelegde vervorming
d.4	temperatuur	gradiënt	kromming
d.5	relatieve vochtigheid	gradiënt	kromming opgelegde vervorming
d.6	zwerfstroom	corrosie	aantasten wapening, scheuren dekking

8. Ten aanzien van de geselecteerde bedreigingen moet vervolgens vastgesteld worden welke 'verdedigingsstrategie' gekozen zal worden om het risico aanvaardbaar klein te maken. Enige mogelijke strategieën zijn:
- verminderen van de invloed van de bedreiging (afschermen, omleiden e.d.),
 - uitschakelen van de bedreiging (uiterste vorm van het voorgaande),
 - vergroten van capaciteit om weerstand te bieden aan de bedreiging (verdikken, versterken),
 - kiezen van een materiaal dat ongevoelig is voor de bedreiging (roestvast staal),
 - aanbrengen van een tweede 'draagweg' (actieve of passieve kathodische bescherming).
- Uiteraard kan voor meerdere strategieën worden gekozen. Dit kan zijn om in een later stadium de meest optimale te kunnen kiezen. Het kan ook zijn om in het ontwerp van de constructie meerdere strategieën te kunnen hanteren (parallelwerking). In het laatste geval dient aandacht te worden besteed aan correlatie en afhankelijkheid.
9. De geselecteerde bedreigingen dienen nader kwantitatief onderzocht te worden. Dit houdt in, dat:
- de betreffende grenstoestanden geformuleerd moeten worden,
 - de invloed van de aantasting opgenomen moeten worden in de grenstoestanden,

- de statistische grootheden van alle parameters in de grenstoestanden, inclusief de aantasting, moeten worden vastgesteld (aard van de verdeling, gemiddelde, spreiding, correlatie). Hierbij is het van wezenlijk belang dat goed wordt vastgelegd onder welke omstandigheden de statistische parameters gelden.

De betrouwbaarheid binnen de beoogde referentieperiode (gebruiksduur) moet met behulp van probabilistische berekeningen worden vastgesteld, tenzij deze informatie op een andere manier al ter beschikking staat (bijvoorbeeld op grond van statistische informatie).

10. Er moet worden getoetst of de gewenste betrouwbaarheid aanwezig is. Wijkt deze te veel af van het gewenste niveau, dan moet de procedure (deels) nogmaals worden doorlopen.
11. Controleer of het levensduurontwerp leidt tot een 'zwaarder' ontwerp dan het in punt 1 genoemde deterministische ontwerp. Beredeneer hoe het levensduurontwerp zich verhoudt tot het deterministische ontwerp.

De voorgaande procedure leidt tot het in beschouwing nemen van een zeer groot aantal prestaties met meerdere varianten ten aanzien van bedreigingen en mogelijkheden om weerstand te bieden tegen die bedreigingen. Ervaring met het uitvoeren van levensduurbeschouwingen en inzicht moeten ertoe leiden dat de feitelijke uit te voeren werkzaamheden gereduceerd kunnen worden. Deze situatie is vergelijkbaar met het constructief ontwerp van een (beton)constructie. Ook daar is het aantal belastingcombinaties dat kan optreden en de manieren om die te kunnen dragen uiterst groot. Constructeurs hebben echter in de loop van de tijd geleerd om uit die veelheid de maatgevende te selecteren. Dit zal ongetwijfeld op den duur ook gelden ten aanzien van het levensduurontwerp.

Gezien het feit dat het ontwerpen op levensduur nog duidelijk in een ontwikkelingsfase verkeert, is het nog niet verantwoord om deze vorm van ontwerpen op te nemen in een strak geformuleerde procedure. Op dit ogenblik is een dergelijk ontwerp nog specialistenwerk. Er lopen op dit ogenblik wel acties om tot een praktische uitwerking te komen voor een levensduurontwerp van een betonconstructie. Voorbeelden daarvan zijn het al genoemde Brite EuRam project 'DuraCrete' en de activiteiten van CEB¹-commissie V die inmiddels een eerste rapport in deze richting heeft gepubliceerd².

¹ CEB - Comité Euro-International du Béton (deze zal in de loop van 1998 samengaan met FIP - Federation International du Précontrait) on de nieuwe naam *fib*. Het gaat hierbij om een internationale betonvereniging.

² CEB Bulletin 238, New Approach to Durability Design - An example for carbonation induced corrosion, Uitg. CEB Laussane CH, Mei 1997, pp.138

BIJLAGE C: CORROSIE VAN BETONSTAAL

Door de hoge alkaliteit wordt staal in beton beschermd tegen corrosie (gepassiveerd). Carbonatatie van het beton of de aanwezigheid van chloride kunnen corrosie van wapening veroorzaken (Polder & Bijen 1995). Door corrosie wordt staal omgezet in roest, waardoor het beton scheurt en de diameter van het staal afneemt. Naast carbonatatie of chloride zijn hiervoor vocht en zuurstof nodig.

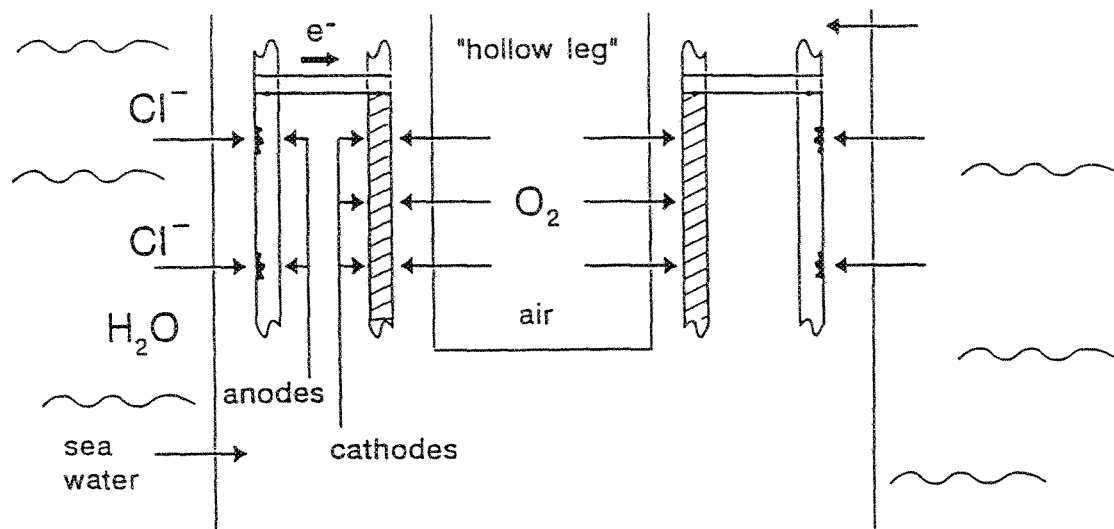
Carbonatatie van beton is een proces dat langzamer verloopt naarmate de watercementfactor lager en het beton vochtiger is. In onder het grondwater gelegen tunnels zal dit proces alleen aan de binnenkant een rol spelen.

Indien geen chloride is ingemengd, kan corrosie door chloride alleen worden veroorzaakt door indringen van chloride vanuit zout water, al of niet permanent aanwezig. Indringing vanuit permanent contact met zout water kan vrij nauwkeurig worden gemodelleerd als een diffusieproces. Dit is van toepassing op de buitenkant van tunnels in zout grondwater. Verbetering van de voorspelling is mogelijk door proeven aan het toe te passen beton. Indringing van chloride uit wisselende belasting, zoals met dooizouten, kan nog maar nauwelijks worden gemodelleerd, doordat hierbij vooral capillair transport optreedt. Dit is van toepassing op de binnenkant van tunnels waarin chloridehoudende dooizouten wordt gebruikt.

Bij tot de wapening binnendringen van carbonatatie of chloride (boven een bepaalde grenswaarde) treedt zogenaamde initiatie van corrosie op: het staal gaat over van een toestand met een corrosiesnelheid gelijk aan nul (passivering) over naar een toestand met een corrosiesnelheid groter dan nul (actieve corrosie). Afhankelijk van de aanwezigheid van zuurstof en vocht kan de corrosiesnelheid gering dan wel groot zijn (propagatie van corrosie). Bij afwezigheid van zuurstof is de corrosiesnelheid verwaarloosbaar klein. Dit geldt evenzo bij afwezigheid van vocht. In permanent met water verzadigd (ongescheurd) beton is onvoldoende zuurstof aanwezig; in volkomen droog beton is onvoldoende vocht aanwezig voor het optreden van merkbare corrosie van wapening.

De meest bedreigende omstandigheden zijn dus aanwezig in vochtig maar niet met water verzadigd beton. Echter, ook in een betondoorsnede die aan één kant met water is verzadigd, is corrosie mogelijk, namelijk indien de wapening doorloopt van met water verzadigde naar niet-verzadigde delen. In dergelijke omstandigheden kan een mechanisme optreden dat macro-celcorrosie en ook wel galvanische corrosie wordt genoemd. Dit is corrosie waarbij het staal gedepassiveerd wordt bij aanwezigheid van voldoende chloride aan de water verzadigde kant en waarbij aan de niet met water verzadigde, beluchte kant voldoende zuurstof kan toetreden (Polder & Larbi 1995), zie figuur C.1. Wanden in diepe tunnels zijn mogelijk constructies waarin dit mechanisme kan optreden, doordat de buitenzijde nat is en de binnenzijde belucht. Dit mechanisme wordt niet van direct belang geacht voor de Botlekspoortunnel, mits het chloridegehalte daadwerkelijk niet hoger is dan 1,5 g/l.

Figuur C.1 Principe van het 'hollow leg' probleem



Bij actieve corrosie met een niet-verwaarloosbare snelheid wordt staal omgezet in roest, waarbij de roestproducten een groter volume innemen dan het oorspronkelijke staal. De volumetoename zal in dit geval beperkt zijn door het gebrek aan zuurstof op de corrosieplaats. Maar ook door de beperkte volumetoename ontstaan trekspanningen in het beton. Dit leidt op termijn tot scheuren en afdrukken van de betondekking, tot diameterverlies van de wapening en tot het verloren gaan van de aanhechting tussen de wapening en het beton. Bedreigend gevolg hiervan is het ontstaan van scheuren die de afdichting langs de voegen passeren; hierdoor zou lekkage kunnen ontstaan.

Voor het bepalen van de levensduur is van belang welk functioneel criterium wordt gesteld. Voor veel constructies is afdrukken van de betondekking niet acceptabel, omdat daardoor een economische of een gebruiksgrenstoestand wordt overschreden. Reparatie wordt nodig om de constructie weer in de gewenste toestand te brengen. Het levensduurcriterium is hier dus: afdrukken van de dekking. In andere gevallen zal men afdrukken van de dekking kunnen tolereren en is een bepaald diameterverlies het levensduurcriterium omdat daardoor de draagkracht onvoldoende wordt (uiterste grenstoestand). Daarbij komt voor de Botlektunnel het lekken van de afdichtingen.

Carbonatatie

Voor de carbonatatieberekening is, gezien de voorgenomen betonsamenstelling, teruggegrepen op het carbonatatieprobleem van de Tweede Heinenoordtunnel (De Vries en Siemes, 1998). De daar gegeven kwantificering kan gebruikt worden als een eerste indicatie omtrent de te verwachten levensduur.

Het doel van deze paragraaf is resultaten van metingen van carbonatatie diepten aan beton dat onder gecontroleerde omstandigheden is geëxposeerd, toegankelijk te maken voor gebruik, bijvoorbeeld voor de levensduurvoorspelling van betonnen elementen, zoals toe te passen bij de Botlektunnel. Het is

daarbij niet de bedoeling om een feitelijke voorspelling te doen. Daarvoor zou aanvullend (materiaal) onderzoek verricht moeten worden. Het is wel de bedoeling om een betrouwbare indicatie te geven ten aanzien van de te gemiddelde levensduur.

Informatie uit experimenten

Begin 1989 zijn bij TNO Bouw proefstukken gemaakt voor onderzoek naar de elektrische weerstand van beton. Hierbij werd de betonsamenstelling als volgt gevarieerd:

- portlandcement (CEM I) en hoogovencement (CEM III/B),
- watercementfactor 0,45; 0,55 en 0,65.

Alle mengsels hadden een cementgehalte van 320 kg/m³.

Als nabehandeling werden de proefstukken 28 dagen in de vochtkamer opgeslagen. Dit moet worden gezien als een zeer goede nabehandeling. Alle bovenzijden (= afwerkvlakken) en ondervlakken werden op 28 dagen ouderdom gecoat met een dichte epoxy-coating. De proefstukken werden daarna in expositieruimten blootgesteld aan een expositieklimaat van 20 °C en 50 % RV (relatieve vochtigheid) respectievelijk 65 % RV, 80 % RV of 90 % RV (later in de vochtkamer) en onder water. Alle klimaten zijn constant gehouden binnen ± 5 % RV en binnen enkele graden Celsius.

De proefstukken zijn kubussen van 150 mm met daarin opgenomen paren elektroden voor weerstandsmetingen. Daarnaast werden halve kubussen van dezelfde samenstelling geëxposeerd. In augustus 1995 (na ongeveer zes en een half jaar) zijn in de halve kubussen uit de klimaten 50 %, 65 % en 80 % RV de carbonatatie diepten bepaald door na afzagen van een hoek het beton te besproeien met fenolftaleïne. De hierbij gevonden resultaten zijn weergegeven in tabel 3.2.

Tabel 3.2: Carbonatatie diepten na 6,5 jaar expositie

klimaat (% RV)	cementsoort/wcf					
	pc/0,45	pc/0,55	pc/0,65	hc/0,45	hc/0,55	hc/0,65
50	12	22	25	18	24	26
65	5	14	17	11	21	25
80	0	7	13	4	21	23

pc - portlandcement

hc - hoogovencement

Uit de experimentele gegevens blijkt duidelijk dat de carbonatatie diepte na 6,5 jaar een functie is van de betonsamenstelling en van de relatieve vochtigheid. Voor verdere kwantificering is de carbonatatiecoëfficiënt A berekend, die geldt in de formule:

$$\text{Carbonatatie diepte (mm)} = A * \sqrt{\text{tijd (jaar)}}$$

In tabel C.3 zijn de berekende waarden van de coëfficiënt A weergegeven.

Tabel C.3: Berekende carbonatatiecoëfficiënt A (mm/ \sqrt{t} jaar)

cementsoort/wcf	pc/0,45	pc/0,55	pc/0,65	hc/0,45	hc/0,55	hc/0,65
klimaat (% RV)						
50	4,7	8,6	9,8	7,1	9,4	10,2
65	2,0	5,5	6,7	4,3	8,2	9,8
80	0,0	2,7	5,1	1,6	8,2	9,0

Met deze coëfficiënten kan de carbonatatie diepte van beton worden berekend als functie van de watercementfactor en de relatieve vochtigheid, onder aanname dat deze laatste constant is. Bij gebruik van CEM I of CEM III/B gelden de weergegeven coëfficiënten. Bij gebruik van een cement met een afwijkend slakgehalte dient lineair geëxtrapoleerd te worden tussen CEM I en CEM III/B op grond van het werkelijke slakgehalte.

Er wordt op gewezen, dat recent onderzoek bij TNO Bouw aangeeft dat bij gebruik van CEM III/A 52,5 van ENCI (maar mogelijk ook van andere fabrikaten, zij het niet noodzakelijkerwijs van alle fabrikaten) er een gunstiger carbonatatiegedrag optreedt dan in tabel C.3 wordt aangegeven. Bij hc/0,55 en 65 % RV is een waarde $A = 2,2$ gemeten.

Bij concrete gevallen waarin de relatieve vochtigheid niet goed bekend is, kan het zinvol zijn de elektrische weerstand te meten. Hieruit kan de heersende effectieve relatieve vochtigheid worden afgeleid door vergelijken met de weerstand van de proefstukken in het laboratorium. Behalve eenmalig kan dit regelmatig worden gedaan door de weerstand te monitoren tussen elektroden die in het beton worden aangebracht. Overigens kan ook de relatieve vochtigheid worden gemeten of gemonitord.

Een andere groep proefstukken werd in 1991 gestort. De nabehandeling was 1 week in de vochtkamer, daarna in 20 °C en 80 % R.V. De betonsamenstellingen waren: pc/hc, water/cementfactor 0,45/0,65. $D_{\max} = 8$ mm (bovenstaand onderzoek: $D_{\max} = 16$ mm). Na 791 dagen (2,2 jaar) werd de carbonatatie diepte gemeten. Carbonatatiecoëfficiënten zijn berekend. De resultaten waren, zoals in tabel C.4 staat aangegeven.

Tabel C.4: Carbonatatie diepten (CD) en -coëfficiënten (A) na 2,2 jaar met nabehandeling 1 week in vochtkamer, dan 20 °C en 80 % R.V.

cementsoort/wcf	pc/0,45	pc/0,65	hc/0,45	hc/0,65
CD (mm)	0	8	4	10
tijd (jaar)	2,2			
\sqrt{t} tijd	1,5			
A (mm jaar ^{-1/2})	0,0	5,4	2,7	6,8

waarin:

CD - carbonatatie diepte in mm

t - expositietijd in jaar

A - materiaalconstante in mm jaar^{-1/2}

$$CD = A\sqrt{t}$$

Uit de resultaten blijkt dat de carbonatatie bij hoogovencement en 0,45 met deze minder langdurige nabehandeling sneller gaat. Portlandcement 0,45 blijft een onmeetbaar kleine carbonatatie diepte vertonen. Beide cementsoorten geven met 0,65 een flinke carbonatatie te zien. Bij hoogovencement is deze minder sterk dan in het andere onderzoek. Hiervoor is geen goede verklaring aanwezig. Bij portlandcement 0,65 is het verschil klein.

Tabel C.5 Carbonatatiecoëfficiënten A voor een mengsel van 75 % hoogovencement en 25 % portlandcement, afgeleid uit experimenteel onderzoek van TNO Bouw

	wcf = 0,45	wcf = 0,55	wcf = 0,65
RV = 50 %	6,3	9,1	10,1
RV = 65 %	3,5	7,3	8,8
RV = 80 %	1,1	6,4	7,7

Uitgaande van een betondekking van 50 mm kunnen hierbij de volgende gemiddelde levensduren worden berekend, waarbij het einde van de levensduur is gedefinieerd als het ogenblik dat het carbonatatiefront de wapening bereikt. Deze levensduren zijn weergegeven in tabel C.6. Ook hier geldt de eerder gemaakte opmerking, dat recent onderzoek van TNO Bouw aan CEM III/A 52,5 van ENCI tot gunstigere A-waarden leidt dan in tabel C.6 staat vermeld. Dat onderzoek is echter uitgevoerd voor één combinatie van water/cementfactor en relatieve vochtigheid.

Tabel C.6 Gemiddelde levensduren berekend met de carbonatatiecoëfficiënten A uit tabel C.4 voor betondekkingen van 50 mm

	wcf = 0,45	wcf = 0,55	wcf = 0,65
RV = 50 %	63	31	25
RV = 65 %	188	50	31
RV = 80 %	2063	63	44

Indien de resultaten uit tabel worden vergeleken met de gemiddelde levensduren die volgens Bijlage A aanwezig zouden moeten zijn, dan zou een water/cementfactor 0,45 en een relatieve vochtigheid van 65 % in combinatie met een betondekking van 50 mm juist voldoende zijn als het ontstaan van schade wordt opgevat als het overschrijden van een bruikbaarheidsgrenstoestand. De betondekking van 50 mm is ruim voldoende als de schade wordt opgevat als het overschrijden van de uiterste danwel gebruiksgrenstoestand bij een water/cementfactor van 0,45 en een relatieve vochtigheid van tenminste 80 %. Voor de goede orde wordt nog opgemerkt, dat de gewenste betrouwbaarheid in dit geval ook op basis van een economische optimalisatie zou kunnen worden bepaald.

De resultaten laten zien dat een lage water/cementfactor en een hoge relatieve vochtigheid leiden tot een lange gemiddelde levensduur, bij voldoende dekking en een goede nabehandeling. De omstandigheden in de tunnelbuis liggen dicht in de buurt van de meetomstandigheden wcf = 0,45 en relatieve vochtigheid = 0,80. De water/cementfactor van de tunnelsegmenten is nog wat gunstiger dan hier aangenomen. De relatieve vochtigheid in de tunnel ligt gemiddeld over het jaar gezien nog enigszins

hoger dan 80 %, wat aanleiding zou geven om te veronderstellen dat de gemiddelde levensduur ook nog enigszins hoger kan liggen. Gezien de gevoeligheid van de levensduur voor de waarde van de relatieve vochtigheid zou de beschouwing nog uitgebreid moeten worden naar het effect op de carbonatatie als de perioden met een lagere relatieve vochtigheid dan 80 % in beschouwing worden genomen.

Het resultaat van tabel C.6 laat evenwel ook zien dat de levensduur uiterst gevoelig is voor de waarde van de relatieve vochtigheid (de levensduur is een factor 10 lager als de relatieve vochtigheid 65 % is in plaats van 80 %) en van de water/cementfactor (de levensduur is een factor 35 lager als de water/cementfactor 0,55 is in plaats van 0,45). Het is niet erg waarschijnlijk dat de water/cementfactor van de tunnelsegmenten veel ongunstiger zal zijn dan de waarde 0,45 (maar gezien het belang van deze parameter voor de duurzaamheid zou een controle van die waarde in het werk zeer raadzaam zijn). De relatieve vochtigheid is voor een deel van de gebruikperiode lager dan 80 %. Als het beton de gelegenheid krijgt om zich in te stellen op deze lagere relatieve vochtigheid dan wordt daarbij een behoorlijk deel van de potentiële levensduur opgesoupeerd. Het beton verkeert daarbij min of meer in de zelfde omstandigheden als een beschut buitenklimaat. Er is geen gunstig effect van regenwater op het beton, dat onder de Nederlandse klimatologische omstandigheden leidt tot een limietwaarde voor de carbonatatediepte.

Er zijn in het kader van deze studie geen bruikbare gegevens teruggevonden waarmee het dynamische effect van de relatieve vochtigheid kan worden gekwantificeerd. Globaal kan echter worden gesteld, dat een relatieve vochtigheid van 65 % leidt tot 50 % grotere carbonatatediepten (Wierig, 1984) dan bij een beschut buitenklimaat (zeg een relatieve vochtigheid van 80 %). De carbonatatiecoëfficiënt $A = 3,5$ uit tabel 3.3 voor een water/cementfactor 0,45 en een relatieve vochtigheid van 65 % zou voor een beschut buitenklimaat op $A = 3,5/1,5 = 2,3$ uitkomen. Voor een betondekking van 50 mm is de gemiddelde levensduur dan 440 jaar.

Naast het ongunstige effect van de dynamische relatieve vochtigheid dient ook nog rekening gehouden te worden met de kwaliteit van de nabehandeling. Met name betonsoorten waaraan puzzolane stoffen, zoals vliegias of hoogovenslak, zijn toegevoegd, zijn erg gevoelig voor het goed nabehandelen. De betonnen segmenten zullen mogelijk na het ontkisten aan sterk drogende omstandigheden zijn blootgesteld als geen speciale maatregelen worden genomen. Dit kan een zeer ongunstig effect hebben op de te verwachten levensduur. Het effect is bij betonsamenstellingen, zoals naar verwachting zal worden toegepast bij de Botlektunnel, groot omdat feitelijk gebruik wordt gemaakt van beton met een veel hogere sterkteklasse dan de geëiste sterkteklasse. Voor een beton dat nog een flinke periode moet doorverharden, is het van belang de nabehandelingseis te baseren op de feitelijke sterkte en niet op de voor het draagvermogen benodigde minimale sterkte.

Chloride-indringing

Inleiding

Deze paragraaf gaat nader in op het onderdeel "Indringen van chloride". Gezien de verwachte lage chloridegehalten in het grondwater en het afwezig zijn van chloridehoudende dooizouten speelt dit mechanisme op dit ogenblik geen al te grote rol ten aanzien van het ontwerp van de Botlektunnel. De

reden om deze paragraaf op te nemen, is het feit dat het huidige aantal waarnemingen ten aanzien van het chloridegehalte in het grondwater nog laag is, waardoor een onbetrouwbaar beeld ontstaat ten aanzien van dat gehalte. Het mag niet worden uitgesloten, dat het inzicht in het chloridegehalte in de loop van de tijd nog kan veranderen.

Opgemerkt wordt dat alle berekeningen gemiddelde waarden betreffen. Hoe met gemiddelden in relatie tot een betrouwbare levensduur moet worden omgegaan, wordt aangegeven in Bijlage A.

Er zal in dit stadium een vereenvoudigd 'worst case' scenario worden gevolgd, en er wordt uitgegaan van de veronderstelling dat het grondwater en daarmee dus ook het lekwater een chloridegehalte bevat van 20 g/l (overeenkomstig zeewater). Dit is een veronderstelling die op basis van de thans beschikbare gegevens uiterst pessimistisch is.

Transportprocessen

Transport van chloride in beton in zeemilieu wordt gebruikelijk gemodelleerd als diffusie. Capillaire absorptie (relevant bij dooizoutindringing) kan nog nauwelijks gemodelleerd worden. In zeemilieu, ook in de spatzone, zijn er voldoende aanwijzingen dat modelleren als diffusie nauwkeurig genoeg is [CUR 96-3].

Diffusie van chloride wordt gemodelleerd met de wetten van Fick. Op tijd t en diepte x wordt het chloridegehalte gegeven door :

$$C_x = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{Cl}t}} \right) \right)$$

met:

- C_x - chloridegehalte op plaats x na tijd t
- C_s - chloridegehalte in de buitenste laag
- erf - error functie
- D_{Cl} - diffusiecoëfficiënt voor het indringen van chloride.

Een waarde voor C_s van 4 % tot 3 % is gevonden in veel constructies aan zee. Bij proeven aan een snelweg is na 9 jaar globaal 3 % gevonden [Bamforth 1997]. Het kritische chloridegehalte dat corrosie initieert (C_{cr}) ligt tussen 0,4 % en 1,0 % op de cementmassa. Een redelijke aanname bij dicht beton dat niet is gecarbonateerd en dat voldoende dekking (bijvoorbeeld 50 mm) heeft is 1 % [CUR 96-3].

Hieruit kan de tijd tot initiatie van corrosie worden berekend. Met bovenstaande aannamen is afgeleid [CUR 96-3] dat dit kan worden vereenvoudigd tot:

$$t_i = L^2 / (A * D_{Cl})$$

met:

- t_i - tijd tot initiatie
- L - betondekking
- A - constante die afhangt van C_s en C_{cr} ; met $C_{cr} = 1$ % en $C_s = 4$ % wordt $A = 2,65$;
met $C_{cr} = 1$ % en $C_s = 3$ % wordt $A = 1,8$ (Polder en Larbi, 1996).
- C_s - chlorideconcentratie in het oppervlak
- C_{cr} - kritisch chloridegehalte.

Als het beton in de tunnel binnen de levensduur carbonateert tot op de wapening, is $C_{cr} = 1\%$ een te optimistische aanname; overigens zal carbonatatie ook invloed hebben op de indringing van chloride; met name in gecarbonateerd hoogovencementbeton zal de diffusie sneller gaan dan in niet-gecarbonateerd beton.

Tijd tot corrosie

Op grond van transport door diffusie kan met bovenstaande gegevens de tijd tot corrosie worden berekend. Bij de berekeningen zijn gevarieerd:

- de diffusiecoëfficiënt D_{cl} ,
- de constante A op twee niveaus,
- de dekking L op drie niveaus.

De resultaten zijn weergegeven in tabel C.7. Deze uitkomsten gelden zeker voor de *onderwaterzone* (beneden het niveau van de afvoerbuizen). Bij gebrek aan betere gegevens geldt dit ook voor de *getijdezone* (onder het wegdek en boven de afvoerbuizen). In de *spatzone* (boven het wegdek) moeten mogelijk andere getallen als input worden gebruikt.

Tabel C.7 Tijd tot corrosie in de "onderwaterzone" (beneden het niveau van de afvoerbuizen); deze waarden gelden waarschijnlijk ook voor de "getijdezone" (onder het wegdek en boven de afvoerbuizen); mogelijk ook voor de "spatzone" (boven het wegdek)

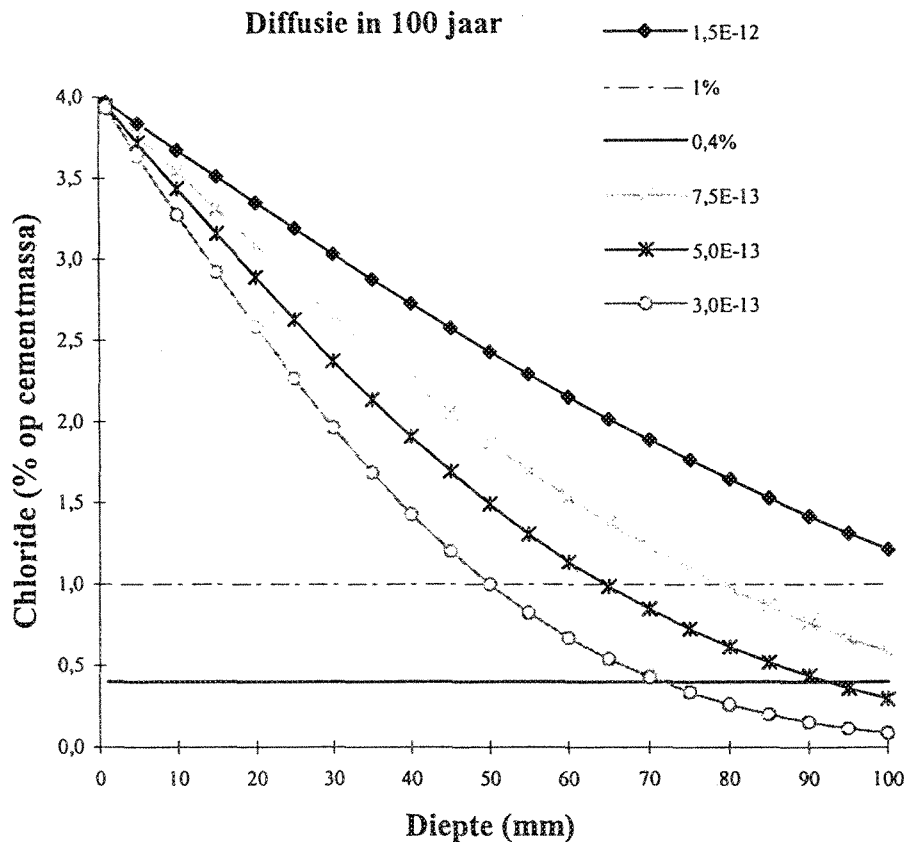
D_{cl} (m ² /s)	A	L (mm)	t_c (jaar)
3,00E-12	2,65	50	10
3,00E-12	1,80	50	15
1,50E-12	2,65	50	20
1,50E-12	1,80	50	30
7,50E-13	2,65	50	40
7,50E-13	1,80	50	59
3,00E-13	2,65	50	100
3,00E-13	1,80	50	148

In de volgende drie figuren is het indringingsproces van chloride in beton nog eens op een visuele wijze toegelicht. In figuur C.2 is uitgaande van een oppervlakteconcentratie van het chloride van 4% (ten opzichte van de cementmassa) de indringing na een periode van 100 jaar aangegeven voor diffusiecoëfficiënten variërend van $D_{cl} = 1,5 \cdot 10^{-12}$ m²/s; $7,5 \cdot 10^{-13}$ m²/s; $5,0 \cdot 10^{-13}$ m²/s en $3,0 \cdot 10^{-13}$ m²/s. Deze coëfficiënten staan voor goede dichte betonsoorten. De waarde $D_{cl} = 3,0 \cdot 10^{-13}$ m²/s moet worden gezien als een uiterst dicht beton met een hoog slakgehalte (> 65%) dan wel vliegashalte (> 30%). In de figuur is door middel van een getrokken lijn het volgens de Nederlandse betonvoorschriften toelaatbare chloridegehalte van 0,4% (m/m) weergegeven. Boven deze waarde bestaat er kans op

corrosie. Door middel van een horizontale stippellijn is ook de waarde 1,0 % (m/m) aangegeven. Chloridegehalten die hoger zijn dan deze waarde hebben een grote kans dat zij leiden tot corrosie (mits ook wordt voldaan aan andere randvoorwaarden voor corrosie, zoals de aanwezigheid van zuurstof).

De figuur maakt duidelijk dat zelfs bij het dichtste beton ($D_{Cl} = 3,0 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$) bij een betondekking van 50 mm in gemiddeld 100 jaar een chlorideconcentratie van ongeveer 1,0 % (m/m) wordt bereikt. De betrouwbaarheidsindex is dan slechts $\beta = 0,0$, hetgeen betekent dat de faalkans in een periode van 100 jaar ongeveer 50 % bedraagt.

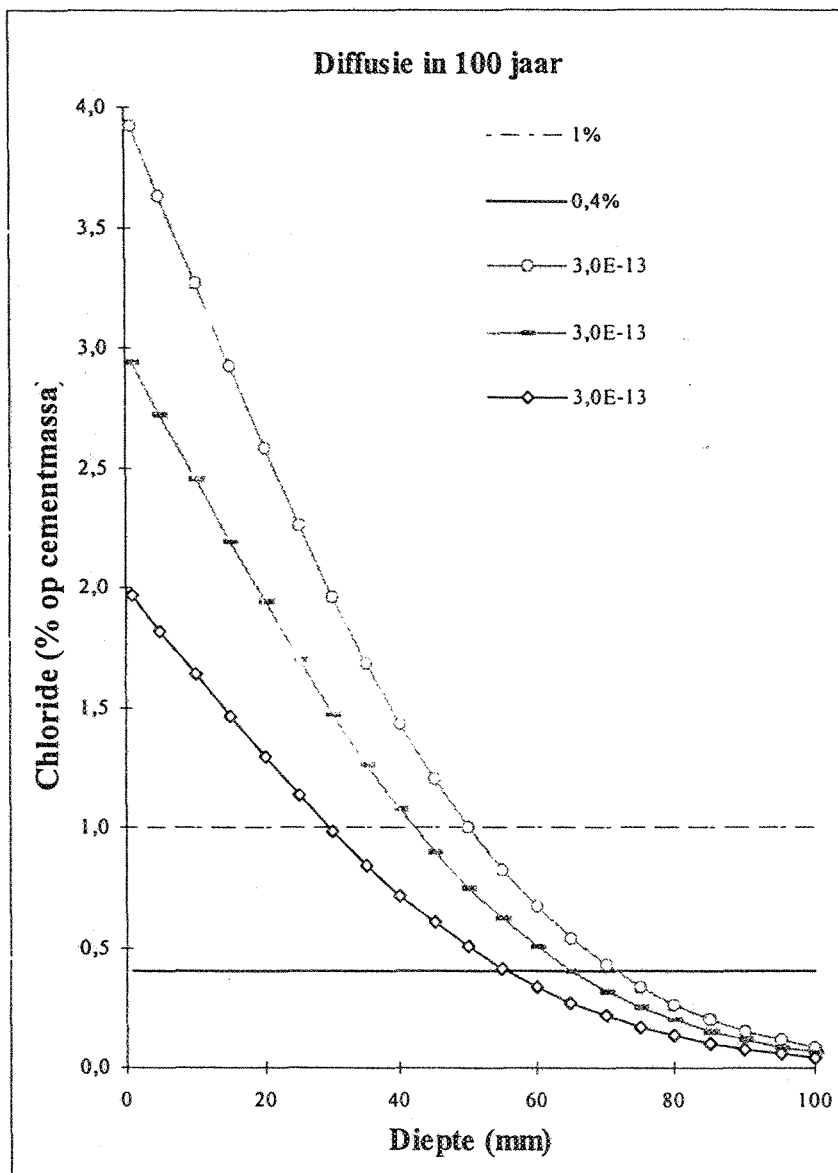
Figuur C.2 Chloride-indring na 100 jaar voor beton met verschillende diffusiecoëfficiënten, uitgaande van een oppervlakteconcentratie van het chloride van 4 %



In de figuren is verder niet ingegaan op het corrosieproces. Voor de goede orde kan wel worden opgemerkt, dat de propagatie als gevolg van corrosie een beperkt aantal jaren in beslag zal nemen voordat ongewenste schade optreedt.

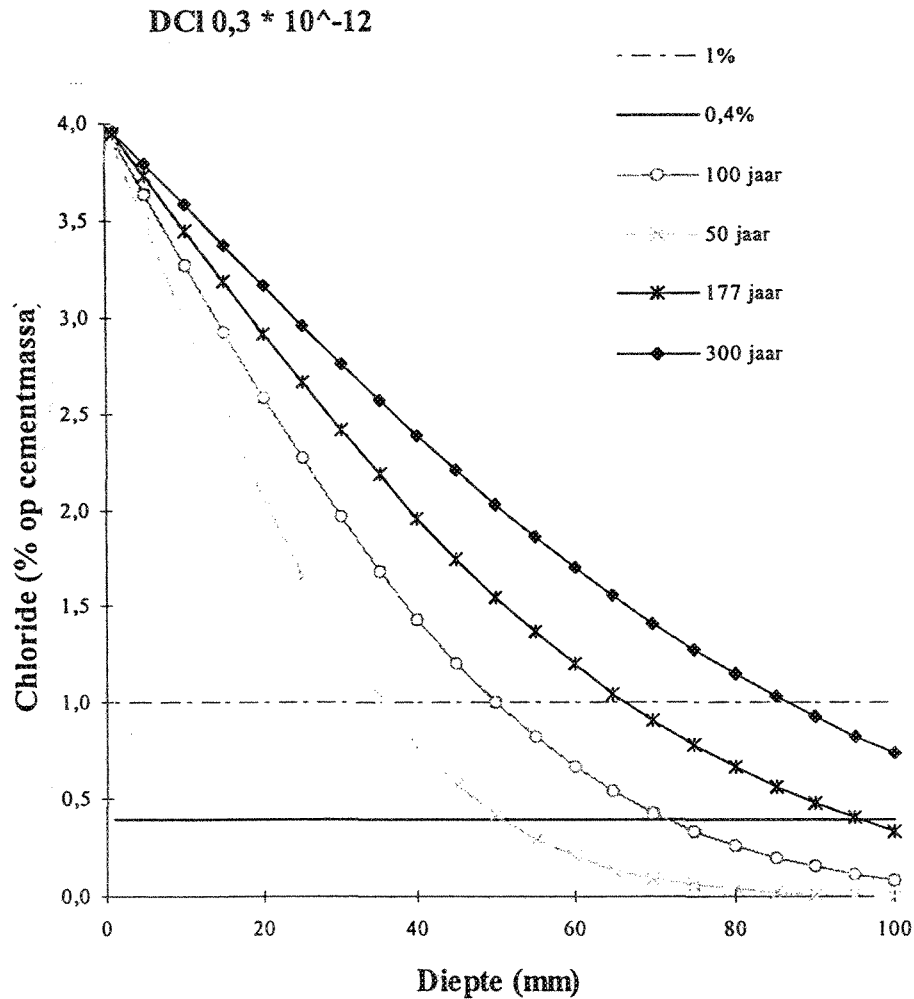
In figuur C.3 is op een soortgelijke wijze de invloed van de oppervlakteconcentratie van het chloride weergegeven. In zeewater mag in principe worden uitgegaan van een oppervlakteconcentratie van 4,0 % (m/m). Bij aanwezigheid van brak grondwater of dooizouten zou een lager gehalte aanwezig kunnen zijn. In de figuur is als voorbeeld uitgegaan van oppervlakteconcentraties van 4,0 %, 3,0 % en 2,0 %. Er is steeds uitgegaan van een diffusiecoëfficiënt van $D_{Cl} = 3,0 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$.

Figuur C.3 Effect van verschillende oppervlakteconcentraties van chloride op de hoeveelheid chloride in het dieper gelegen beton



Een lagere oppervlakteconcentratie leidt tot minder indringing van chloride. Het effect is echter onvoldoende groot om tot een voldoende duurzame constructie te kunnen komen.

Figuur C.4 Indringing van chloride voor expositietijden van 50, 100, 177 en 300 jaar en uitgaande van een diffusiecoëfficiënt van $D_{Cl} = 3 \cdot 10^{-13}$ en $C_s = 4 \%$.



In figuur C.4 is aangegeven voor een diffusiecoëfficiënt van $D_{Cl} = 3,0 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ hoe groot de gemiddelde indringing is na een periode van 50 jaar, 100 jaar, 177 jaar en 300 jaar. Deze perioden hebben de volgende achtergrond:

- 50 jaar kan globaal opgevat worden als de levensduur waarop de huidige Nederlandse betonvoorschriften zijn gebaseerd,
- 100 jaar is de waarde van de ontwerplevensduur (referentieperiode),
- 177 jaar is de periode die in tabel C.1 is genoemd als voorbeeld voor de gebruiksgrenstoestand,
- 300 jaar is de periode die in tabel C.1 is genoemd als voorbeeld voor de uiterste grenstoestand.

Uit de figuur kan worden afgeleid dat, uitgaande van een toelaatbaar chloridegehalte van 0,4 % (zoals genoemd in de VBT voor nieuw beton met een gemiddelde samenstelling), in dit voorbeeld de betondekking tenminste 95 mm dient te zijn om aan de eis uit de gebruiksgrenstoestand te kunnen voldoen. Voor de uiterste grenstoestand dient de betondekking tenminste 130 mm te zijn.

Uitgaande van een toelaatbaar chloridegehalte van 1,0 % (hetgeen een reëlere waarde lijkt, gezien de hoge betonkwaliteit die wordt toegepast en de lange expositietijd) dient de dekking tenminste 65 mm te zijn voor de gebruiksgrenstoestand (gemiddelde levensduur dus 177 jaar) en 85 mm voor de uiterste grenstoestand (gemiddelde levensduur dus 300 jaar). Hierbij is verondersteld dat ook bij deze grote dekkingen de gewenste lage diffusiecoëfficiënt kan worden gerealiseerd.

De in de figuren C.2, C.3 en C.4 gehanteerde diffusiecoëfficiënt van $D_{Cl} = 3,0 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ is, zoals reeds werd vermeld, een uiterst lage waarde. In Nederland is betrekkelijk veel ervaring opgedaan met beton dat op basis van hoogovencement is samengesteld. Het onderzoek (CUR 96-3) maakt duidelijk dat hoogovencementbeton met een water/cementfactor van 0,40 en een slakgehalte van 70 % (m/m) in principe in staat is om de gewenste lage diffusiecoëfficiënt te leveren. Na 16 jaar expositie in de Noordzee bleek het betreffende beton deze diffusiecoëfficiënt te bezitten. Er zijn daarnaast aanwijzingen dat deze diffusiecoëfficiënt in de loop van de jaren nog wezenlijk kan verbeteren.

Om een lage diffusiecoëfficiënt te kunnen bereiken, is het niet voldoende om een bepaalde betonsamenstelling aan te houden. Ook de verwerking en de nabehandeling dienen optimaal te zijn. Er moeten dus (strengere) eisen worden gesteld aan de verwerking en de nabehandeling gedurende het gehele bouwproces. Dit geldt overigens evenzeer voor het carbonatatieproces.