

Syllabus

Symposium Levensduur en Onderhoud van de Groene Hart Tunnel

26 april 2007

Auteurs

Ing. Hans de Vries (Bouwdienst Rijkswaterstaat)
Dr. Rob Polder (TNO Bouw en Ondergrond)
Ir. Jan Gijsbers (TNO Bouw en Ondergrond)
Ir. Gerard Klok (CBBN International/Vogel bv)
Ir. Joost Gulikers (Bouwdienst Rijkswaterstaat)
Dr.ir. Willy Peelen (TNO Bouw en Ondergrond)
Dr.ir. Mario de Rooij (TNO/TU Delft)
Dr.ir. Adri Vervuurt (TNO Bouw en Ondergrond)

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Rijkswaterstaat



Delft Cluster



Inhoudsopgave artikelen

Beschrijving hoofdlijnen tunnel, programma van eisen met nadruk op Levensduur	5
Hans de Vries, Bouwdienst RWS	
Levensduurontwerp boortunnel, toeritten en overige delen	13
Rob Polder, TNO	
Brandwerende bekleding: Ontwerp en risico-analyse	21
Jan Gijsbers, TNO	
Brandwerende bekleding: Uitvoering	27
Gerard Klok, CBBN International/Vogel bv	
Monitoren van duurzaamheid in tunnels	31
Joost Gulikers, Bouwdienst RWS	
Delft Cluster onderzoek: Monitoren duurzaamheid GHT	37
Willy Peelen, TNO	
Validatie duurzaamheid van ter plaatse gestort beton in de GHT	45
Mario de Rooij, TNO/TUD	
Impressie Europees onderzoek TUNCONSTRUCT	53
Adri Vervuurt, TNO	

CV

Ing. Hans de Vries **Bouwdienst Rijkswaterstaat**

Na een opleiding aan de HTS Weg-en Waterbouwkunde te Utrecht ben ik via functies bij een ingenieursbureau en vervolgens een aannemer bij Rijkswaterstaat terechtgekomen. Daar werk ik inmiddels al weer ruim 25 jaar. Ik heb mij bij RWS bezig gehouden met het ontwerpen van sluizen, kademuuren, remmingwerken en gemalen, ik heb onderzoek begeleid op materiaalkundig gebied, ben projectleider geweest van het referentie ontwerp van de tunnel bij Swalmen in de A73-zuid en heb in het kader van kennismanagement het kennisveld Materialen op poten gezet. Mijn huidige functie bij de Bouwdienst is senior adviseur/specialist.

De afgelopen jaren heb ik mij bezig gehouden met onderzoeken op het gebied van cement-bentoniet, hydrofoberen van beton, hoge sterkte beton, alkali silica reactie, folie constructies en levensduur van betonnen constructies. Momenteel ben ik intensief betrokken bij CUR projecten, diverse commissies op materiaalkundig gebied en regelgeving. Verder begeleid ik een aantal onderzoeken op het gebied van monitoring van beton-constructies en duurzaamheid. Daarnaast speel ik een rol in het kennismanagement van de afd. Civiele Techniek van de Bouwdienst en trek daarbinnen het kennisveld Materialen.

Boortunnel voor de HSL door het Groene Hart

Hans de Vries, Rijkswaterstaat Bouwdienst afd. Civiele Techniek

Op het HSL-traject tussen Leiderdorp en Hazerswoude rijden de hogesnelheids-treinen straks door een ruim zeven kilometer lange dubbelsporige tunnel met een inwendige diameter van 13,60 meter. Om het karakteristieke weide landschap van het Groene Hart te sparen, is de tunnel geboord. Met haar lengte en grote diameter is de boortunnel in het Groene Hart één van de meest imposante kunstwerken van de HSL-Zuid.



Door de tunnel onder het Groene Hart te boren, zijn in het Groene Hart geen omvangrijke graafwerkzaamheden nodig geweest en is schade aan het landschap zo veel mogelijk beperkt. De boortunnel begint bij Leiderdorp, vlak naast het riviertje de Does in de Bospolder. Ten zuidwesten van Hazerswoude-Dorp komt de tunnel weer boven de grond. De hogesnelheidstrein zal straks in ca. 1,5 minuut door de tunnel rijden met een snelheid die varieert tussen de 250 en 300 kilometer per uur. De tunnel bestaat uit één buis van ruim zeven kilometer lang. Met toeritten bedraagt de lengte zelfs 8,5 kilometer. De buitendiameter van de tunnelbuis is bijna vijftien meter. Deze omvang maakt de tunnel uniek in de wereld. Een betonnen muur deelt de tunnelbuis in tweeën, waardoor per spoor een apart compartiment beschikbaar is. De tunnel is gebouwd met een speciaal voor dat doel vervaardigde boormachine.

Programma van Eisen

In 1999 is een 'design en construct' overeenkomst gesloten met de Frans-Nederlandse aannemerscombinatie Bouygues/Koop voor de bouw van de boortunnel. De belangrijkste eisen voor het ontwerp waren een ontwerplevensduur van 100 jaar, een hoge mate van veiligheid en een ontwerpsnelheid van de treinen van 300 km/u zonder verlies aan comfort van de passagiers als gevolg van luchtdrukverschillen. In het kader van dit symposium zal alleen worden ingegaan op de eisen ten aanzien van levensduur.

Eisen met betrekking tot duurzaamheid

De minimaal vereiste levensduur van 100 jaar betreft de totale civiele constructie. Daarbij moet worden gedacht aan alle niet vervangbare delen van de tunnel zoals de betonconstructie, in te storten onderdelen, voegconstructies en voegmaterialen. De aannemer diende middels een levensduurbeschouwing aan te tonen dat aan deze eis wordt voldaan.

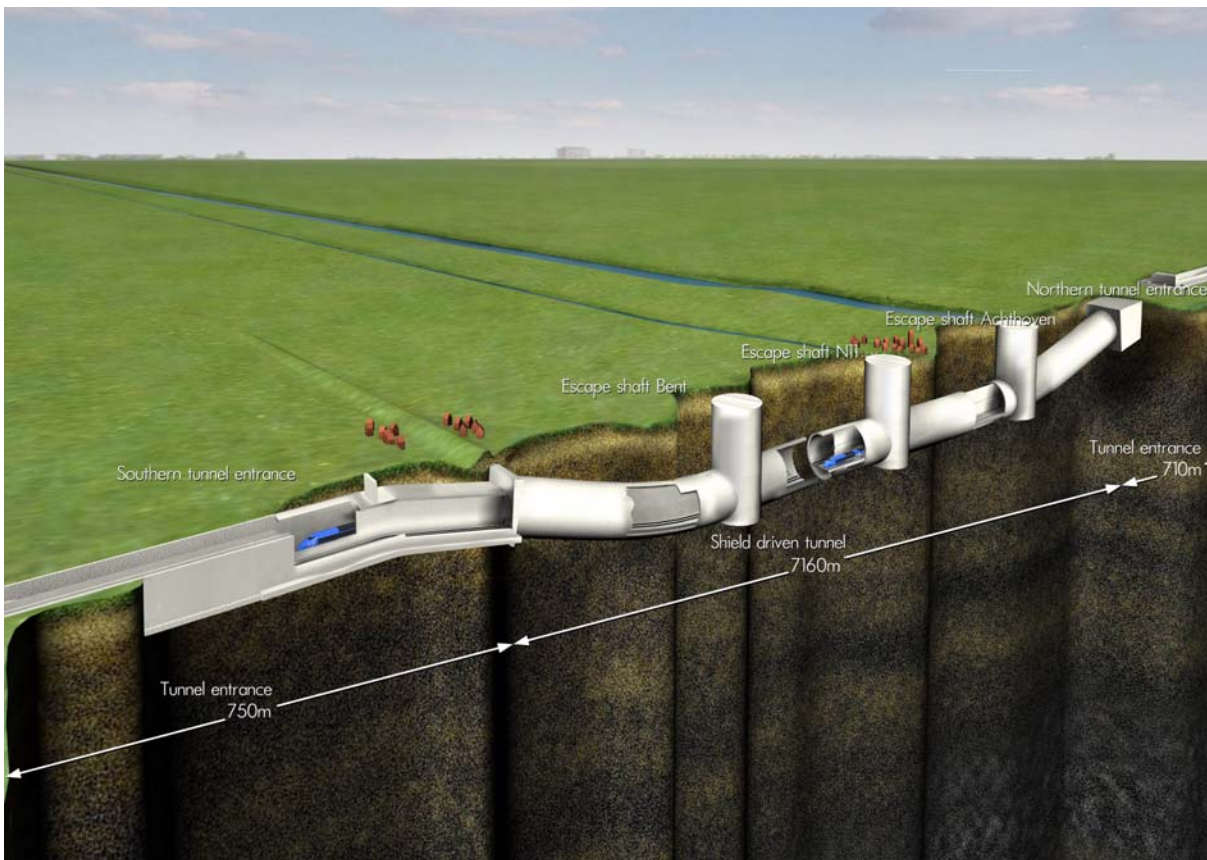
De levensduur van de tunnel kan worden bekort door aantastingsmechanismen als corrosie van de wapening, ten gevolge van carbonatatie, chloride indringing of zwerfstromen, of door aantasting van het beton ten gevolge van fysische, chemische, biologische processen zoals vorst of alkali silica reactie.

Voorts zijn er nog een aantal specifieke eisen gesteld aan de te gebruiken cementsoort, betondekking en nabehandeling. Nadere details hierover worden gegeven in de lezing van Rob Polder.

De duurzaamheidsbeschouwing moest worden gebaseerd op probabilistische berekeningen met een betrouwbaarheidsindex van tenminste 1,8 voor de gebruiksgrenstoestand en 3,6 voor de uiterste grenstoestand in het 100e gebruiksjaar.

Deze indexen zijn ontleend aan de bestaande voorschriften voor het ontwerpen van constructies en zijn, bij gebrek aan een heldere richtlijn, ook van toepassing verklaard op het levensduur ontwerp. Op zich nog niet zo'n slecht idee, omdat het ook hier om de veiligheid van de gebruikers gaat. Als uiterste grenstoestand is hier gekozen voor (lokaal) bezwijken, grootschalige lekkage e.d. Voor de gebruiksgrenstoestand is het begin van corrosie aangehouden.

Als basis voor de berekening dienden de modellen uit het Europese onderzoeks-programma DuraCrete te worden gebruikt, omdat die op het moment van aanbesteding van de tunnel als 'state of the art' werden beschouwd.



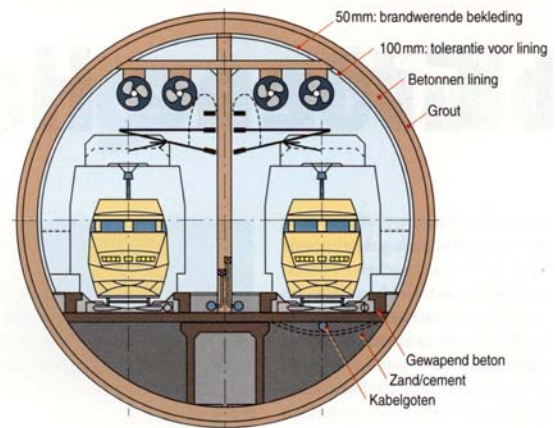
Tunnelboormachine Aurora

Om de ruim zeven kilometer lange Boortunnel Groene Hart, de langste geboorde tunnel ter wereld, te kunnen boren, is een unieke tunnelboormachine ontwikkeld. De boormachine heeft niet alleen geboord, maar ook gebouwd. Eigenlijk is het een rijdende fabriek met een - voor deze tunnel - lengte van 120 meter en een gewicht van ruim drie miljoen kilo! De machine is Aurora genoemd, naar de Romeinse godin van de Dageraad. Aurora is in Frankrijk gebouwd. Vanuit Frankrijk is 'ze' in onderdelen verscheept naar Nederland. Hier is Aurora weer opgebouwd in de startschacht om vervolgens in november 2001 voor het eerst de tanden in Nederlandse bodem te zetten en in januari 2004 het daglicht weer te aanschouwen.

De boorkop alleen weegt 1,9 miljoen kilo, heeft een diameter van 14,87 meter en is 12 meter lang. Het graafwiel draait afwisselend links- en rechtsom en schraapt zo het zand los. Voor de boorkop wordt bentoniet slurry gepompt, een homogene mix van speciale klei en water. Dit mengsel fungeert als smeermiddel rond de boorkop, maar daarnaast zorgt het er ook voor dat de grond vóór het graafwiel wordt ondersteund.



De boormachine in de fabriek in Frankrijk



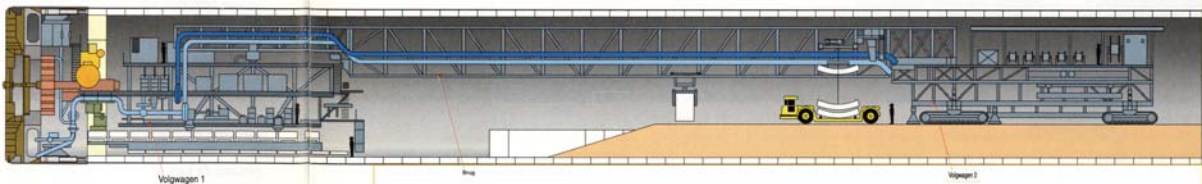
Doorsnede van de tunnel

Het mengsel van zand, bentoniet en water, dat door het boren ontstaat, wordt voor de boorkop weggezogen en via een lange leiding afgevoerd tot buiten de tunnel. In een scheidingsinstallatie wordt het bentoniet zo goed mogelijk gescheiden van het zand en opnieuw gebruikt. Het vrijgekomen zand is gebruikt voor andere projecten.

Er is twintig uur per dag, zeven dagen per week, geboord. De vier uur die er per etmaal overbleven, zijn gebruikt voor het preventieve onderhoud van de machine. Zo is niet geplande stilstand zoveel mogelijk voorkomen.

Rijdende fabriek

Direct achter de boormachine van Aurora komt de eerste volgwagen met daarachter een brug van ongeveer tachtig meter lang en tot slot een tweede volgwagen. Die brug ruste op de twee volgwagens. De afstand tussen deze twee volgwagens is nodig om de technische gallerij (zie verderop) aan te kunnen brengen. De 1^e volgwagen rijdt over de zojuist aangebrachte betonnen tunnelwand, de 2^e wagen over de zand-cementstabilisatie die is gestort op de bodem van de tunnel. De totale lengte van deze fabriek is 120 meter.



Per uur boorde de tunnelboormachine ongeveer twee meter. Op het diepste punt bevond zij zich op 35 meter onder NAP en boorde daar in de pleistocene zandlagen (ouder dan 10.000 jaar). Na een uur boren bouwde de machine een betonnen ring in en werd de tunnelwand weer twee meter langer. Aurora kan dus niet alleen boren maar ook bouwen. Van buitenaf zijn de 60 cm dikke betonnen elementen aangevoerd, die uiteindelijk de tunnelbuis vormden. Eén element weegt ongeveer 14 ton, in totaal waren er 35.000 elementen nodig om de zeven kilometer tunnel te bouwen. Deze elementen werden door de tunnel naar de boormachine vervoerd met speciale vrachtwagens. Daarna werden de elementen met een portaalkraan onder de verrijdbare brug naar de kop van de machine vervoerd. Hier zijn ze ingebouwd door de zogenoemde 'erector', dit is een roterende en uitschuifbare arm met een gewicht van ruim 100 ton.

De tunnelsegmenten zijn in een betonfabriek bij Amay in België gemaakt. De sterkteklasse bedroeg B 62,5. De voegen tussen de elementen zijn voorzien van een dubbele waterkering. Langs de buitenrand zit een rubberen (primaire) waterkering, waar achter nog een zwelrubber is aangebracht dat wel tot drie maal het oorspronkelijke volume aanneemt bij contact met water. In vrachten van negentig stuks zijn ze per schip vervoerd naar Zoeterwoude Rijndijk en vandaar per as over de A4 naar de segmentenhal bij de startschacht, die plaats bood aan ruim 700 segmenten (foto). De elementen ten behoeve van de technische galerij zijn in dezelfde fabriek vervaardigd.



Tien elementen samen vormen één gesloten ring van twee meter breed. Ze zijn tijdelijk met bouten aan de reeds aangebrachte elementen gekoppeld. Zodra de ring was ingebouwd, kon Aurora weer boren. Gelijktijdig werd er direct achter de eerste volgwagen gewerkt aan de bouw van de technische galerij op de bodem van de tunnel: een kabelkoker van ruim twee meter hoogte, die aan weerszijden wordt aangevuld met een zand-cementstabilisatie. Hierop is later een betonnen vloer is aangelegd. Vervolgens is de betonnen scheidingswand in het midden van de buis gebouwd. Doel van deze scheidingswand is te voorkomen dat de treinen hinder hebben van de drukgolf van een tegemoet komende trein.

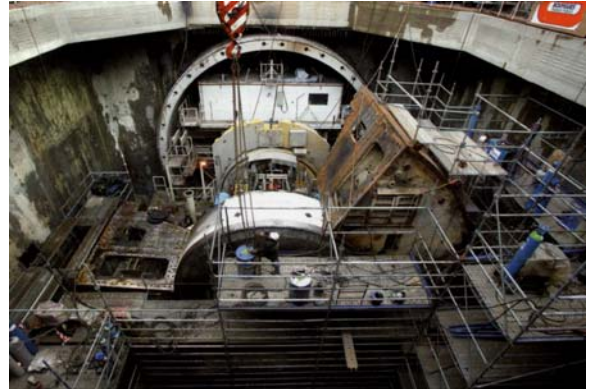
De tunnel is volgens het vastgestelde traject geboord, waarbij de plaatsbepaling van de tunnelboormachine met behulp van laser werd uitgevoerd. Vlak achter de boorkop bevond zich de cabine, waarin de bestuurder alle vitale functies van de machine kon controleren en bovendien in de gaten kon houden of Aurora niet afweek van de geplande route. De Aurora heeft 2,5 jaar gegraven en gebouwd; in januari 2004 bereikte zij haar eindpunt. Vervolgens is zij ontmanteld en naar China getransporteerd voor een volgende klus: twee tunnels onder een rivier in Shanghai.

Start-/ontvangstschacht boormachine

De boormachine is begonnen met boren vanuit een 25 meter diepe bouwschacht, de zogenoemde startschacht. Vanwege de omvang van de boormachine was een startschacht nodig van 30 meter breed en ruim 80 meter lang. Vanuit deze schacht heeft de tunnelboormachine op zo'n 30 meter diepte 7.160 meter naar de ontvangtschacht geboord. Deze diepte is nodig om voldoende gronddekking op de tunnelbuis te hebben voor het verticaal evenwicht tijdens het boorproces en in de eindsituatie. Dit om te voorkomen dat het geheel in het grondwater omhoog zou komen drijven.



Startschacht



Ontvangtschacht

Om de grondwaterstand in de omgeving zo min mogelijk te beïnvloeden, zijn deze schachten gebouwd in afgesloten 'bouwkuipen' met diepwanden en een onderwaterbeton vloer. Deze diepwandpanelen steken ca. 40 meter diep in de grond.

Toeritten

Aan het begin en einde van de tunnel kon niet geboord worden omdat er te weinig grond boven de buis aanwezig is. Zowel de open als gesloten delen van de toeritten zijn dan ook gebouwd volgens de 'cut en cover' methode. De toeritten zijn betonnen bakken, ter plekke gebouwd in een bouwkuip van diepwanden en onderwater beton met trekpalen.



Voor die minder diepe delen van de bouwkuip zijn stalen buizen van 30 tot 35 meter lang met een diameter van 1 tot 1,5 meter als wand gebruikt. Dit betekende zwaar heiwerk. Naarmate er bij de bouwkuipen minder diep geheid hoefde te worden, konden er in plaats van stalen buizen lichtere stalen damwanden gebruikt worden, waardoor ook het heiwerk minder zwaar werd.

Na het plaatsen van de diepwanden en het heien van de damwanden is de grond tussen deze wanden weggehaald tot een paar meter beneden de onderkant van de

toen nog te bouwen tunnel. Op de bodem van deze kuip is een waterdichte vloer van onderwater-beton gestort. Om te voorkomen dat deze betonnen vloer bij het leegpompen van de bouwkuip door het grondwater omhoog wordt gedrukt, wordt de vloer vastgehouden met zogeheten trekpalen. In deze bouwkuip is deels een gesloten tunnel en deels een open toerit van gewapend beton gebouwd.

Het dieper gelegen tunneldeel is weer afgedekt met grond. De gebieden op en rondom de tunnel worden zoveel mogelijk in oorspronkelijke staat hersteld. De open bak blijft open en zichtbaar aanwezig.

Overtollige grond

De overtollige afgegraven grond is opgeslagen in tijdelijke depots en hergebruikt. Het zand dat vrij is gekomen uit de boortunnel is, na verwijdering van de bentoniet en eventueel aanwezig zout uit het deels brakke grondwater, te gebruiken voor bijvoorbeeld ophoging van terreinen of wegeaanleg.

Veiligheid

Voor de veiligheid van de passagiers en de bereikbaarheid van de tunnel zijn drie vluchtschachten gebouwd met een tussenafstand van ongeveer twee kilometer. Deze schachten zijn gebouwd in een ronde kuip met een diameter van 31 meter van diepwanden en onderwaterbeton. De vloer van deze kuip ligt ca. 32 meter onder maaiveld. De tunnelboormachine heeft zich een weg geboord dwars door deze kuipen heen. Daartoe was de kuip gevuld met een lage sterkte mortel. Bij de doorkomst van de boormachine kon tevens onderhoud aan het graafwiel worden gepleegd. De vluchtschachten zijn tevens voorzien van luchtschachten om de drukkolgen van de passerende treinen een uitweg naar buiten te geven. Via deze vluchtschachten hebben hulpdiensten (brandweer etc.) toegang tot de tunnel.

De eerdergenoemde tussenwand is elke 150 meter voorzien van schuifdeuren, waardoor passagiers in geval van een calamiteit naar de 'veilige' andere buis kunnen komen. Vandaar kunnen ze via de perrons langs het spoor naar de vluchtschachten lopen.

In een later stadium is besloten om de tunnel te voorzien van een gespoten hittewerende bekleding. Deze bekleding moet de tunnel gedurende twee uur beschermen tegen de hitte (max. 1350° C.) van een grote brand.

Overigens is het de bedoeling dat, in geval van brand, de trein doorrijdt tot deze de tunnel heeft verlaten. Hiermee wordt de kans op een calamiteit, waarbij de passagiers de trein in de tunnel moeten verlaten, verder verkleind.

Bouwplanning

De totale bouw van boortunnel met toeritten bedroeg ruim 5 jaar. De bouw is begonnen in het najaar 2000 en heeft geduurd tot medio 2006. In de laatste fase is de tunnel afgebouwd, dat wil zeggen: spoorconstructie, bovenleiding en beveiliging aanbrengen. De tunnel had per 1 januari 2006 in gebruik moeten worden genomen, maar door allerlei tegenvallers in deze afbouwfase is dat nu – 26 april 2007 – nog steeds niet het geval.

Kerngegevens

- Lengte boortunnel: 7160 meter; inclusief de toeritten 8670 meter.
- Lengte toerit bij Leiderdorp: 713 meter;
- Lengte toerit bij Hazerswoude: 768 meter;
- Diameter boorschild: 14,87 meter.
- Gemiddelde boorafstand per dag: 12 tot 20 meter
- Diepteligging tunnel: ongeveer 30 meter onder NAP.
- Bij het boren is 2 miljoen ton zand vrij gekomen (100.000 vrachtwagens).

Literatuur

- Programma van Eisen Boortunnel Groene Hart;
- Groene Hart tunnel, ir. F.E. Boerma en ir. J. Ruitenber, Cement 2001/1;
- Reuzenmol graaft door het Groene Hart, ir. J. Ruitenber, Land+Water 5-2001;
- www.hslzuid.nl

CV

Dr. Rob Polder TNO Bouw en Ondergrond

Dr. Rob B. Polder is afgestudeerd in de Anorganische Chemie en gepromoveerd in de Fysische en Kolloïdchemie. Hij is werkzaam bij TNO Bouw en Ondergrond als senior onderzoeker op het gebied van de duurzaamheid van betonconstructies. Zijn specialisme is corrosie van wapening, met als deelonderwerpen modelmatige voorspelling, detectie, monitoring, reparatie en bestrijding met behulp van kathodische bescherming en andere elektrochemische technieken. Hij is voorzitter van het Europese project COST 534, “New materials and systems for prestressed concrete structures” en lid van diverse nationale en internationale commissies en studiegroepen.

Levensduurontwerp Groene Hart Tunnel: boortunnel, toeritten en overige delen

Dr. Rob Polder, TNO Bouw en Ondergrond

Inleiding

Sinds eind jaren 1990 vraagt de opdrachtgever bij belangrijke civiele betonconstructies om een gekwantificeerd levensduurontwerp. Deze ontwikkeling is mogelijk gemaakt door het beschikbaar komen van de methode Duracrete [1]. Hierbij worden de grenstoestanden bepaald, de belastingen en de weerstand van het materiaal geschat en worden met behulp van degradatiemodellen probabilistische berekeningen gemaakt, zodat aan het einde van de levensduur nog een vooraf gestelde betrouwbaarheid resteert.

Randvoorwaarden, eisen en werkwijze

De gekwantificeerde methode voor het ontwerpen op levensduur werd voor het eerst bij de Groene Hart Tunnel (GHT) systematisch toegepast. Bij de Westerscheldetunnel (WST) werd deze methode tijdens het ontwerpproces ingevoerd, waarbij nuttige ervaring werd opgedaan. Bij de GHT ging dit als volgt. In de voorbereidingsfase van de GHT zijn eerst alle duurzaamheidsaspecten op een rij gezet. Uitgangspunt is behoud van de integriteit van de betonconstructie over honderd jaar. Van belang zijnde mechanismen waren: wapeningscorrosie, alkali-silica reactie (ASR), fysische/chemische/biologische aantasting. Om ASR te vermijden werd aanbevolen hoogovencement of portlandcement met vliegas te gebruiken. Om corrosie tijdens de levensduur te vermijden werden met behulp van DuraCrete de aantasting gemodelleerd. Aan de binnenzijde van de tunnel zal carbonatatie van het beton optreden. Aan de buitenzijde moet rekening worden gehouden met indringen van chloride, evenals aan de binnenzijde na eventuele lekkage. Op een deel van het traject is het grondwater brak, met een maximaal gehalte van ca. 5 gram chloride per liter. In de komende 100 jaar zou dit kunnen stijgen, onder andere door grondwaterbewegingen. Aanbevolen werd rekening te houden met een gehalte zoals voorkomt in zeewater, ca. 19 g Cl/l. Initiatie van corrosie kan op enige termijn leiden tot afdrucken van de betondekking, wat niet onmiddellijk leidt tot verlies van constructieve veiligheid, maar wel reparatie nodig kan maken met alle gevolgen van dien voor de beschikbaarheid. Daarom werd aanbevolen initiatie van corrosie als bruikbaarheidsgrenstoestand (SLS) aan te houden, met een toelaatbare faalkans van ca. drie procent ofwel een betrouwbaarheidsindex β van 1,8.

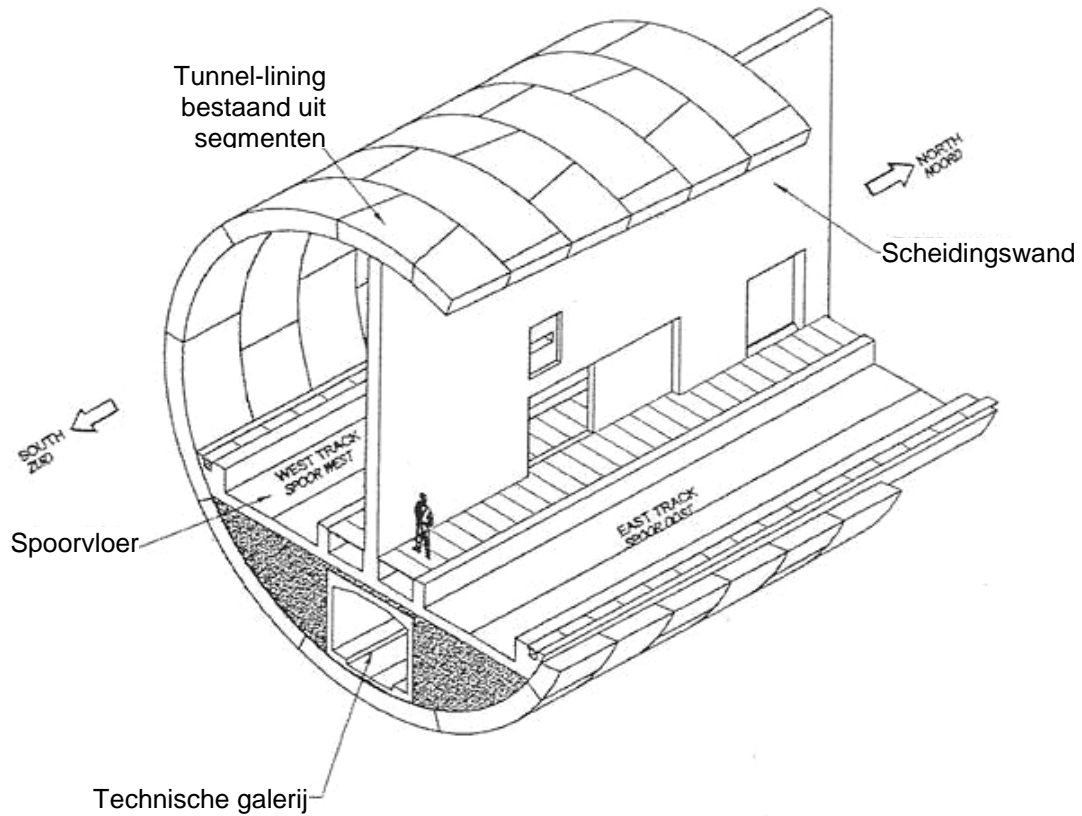
Deze aanbevelingen werden in het Programma van Eisen (PvE) verwerkt. Een beschrijving van de tunnel en het PvE wordt gegeven in de lezing van Hans de Vries. De eisen aan het beton en de dekking waren als volgt:

- minimum betondekking 45 mm, waar niet inspecteerbaar 50 mm en voor minder belangrijke/vervangbare elementen (geleiderails) 35 mm
- CEM III/B (met >65% slak) voor ter plaatse gestort beton
- CEM III met tenminste 50% slak of CEM I met tenminste 25% vliegas voor prefab beton
- een maximum chloridediffusiecoëfficiënt van $5,0 \cdot 10^{-12}$ m²/s, bepaald met de RCM methode; ouderdom werd niet gespecificeerd, vermoedelijk 28 dagen
- niet-reactief toeslagmateriaal.

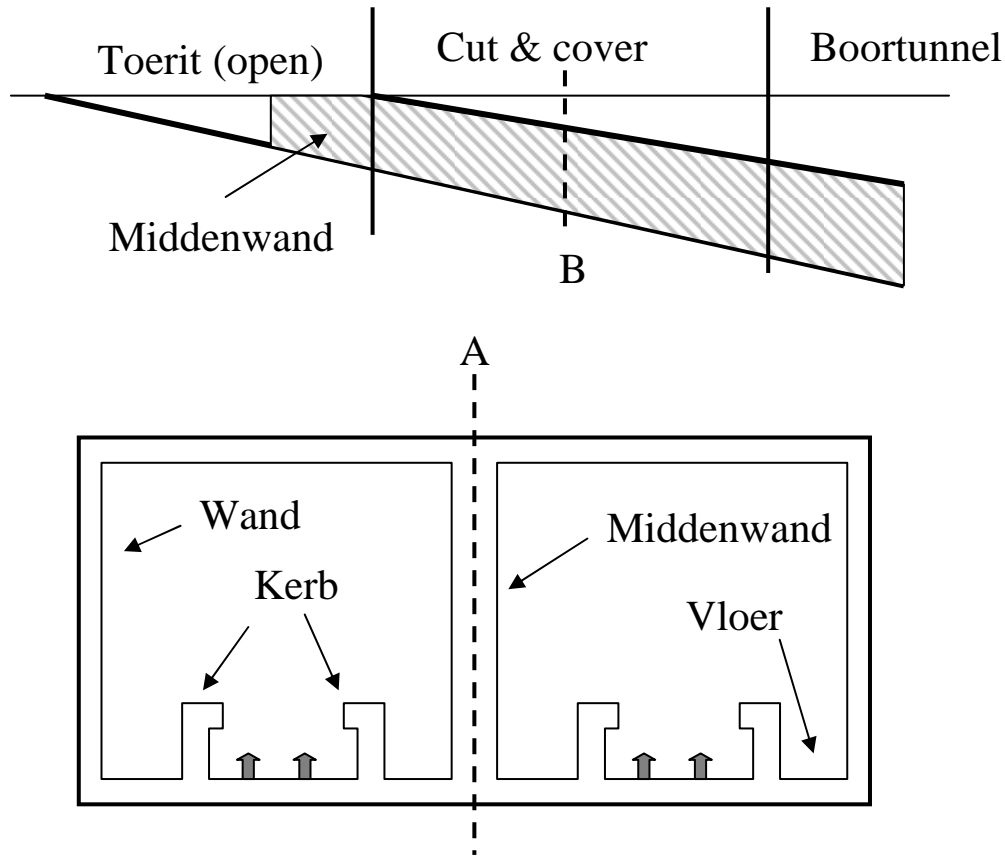
De aannemer Bouygues-Koop (B/K) die de opdracht verkreeg heeft TNO ingeschakeld om aan deze eisen te voldoen, alsmede aan o.a. sterkte- en verwerkbaarheidseisen. Hiertoe werden diverse betonmengsels beproefd totdat zowel voor prefab beton als voor ter plaatse te storten beton een mengsel werd gevonden dat aan de eisen voldeed. Het ontwerp van B/K behelsde een uit prefab segmenten opgebouwde boortunnel met één buis van 14 m binnendiameter met een technische galerij en een middenwand, een rijvloer met geleideconstructies, toeritten en vluchtschachten/technische gebouwen in ter plaatse gestort beton (zie figuren 1 en 2). De versnelde carbonatatiweerstand werd beproefd op de door DuraCrete voorgeschreven wijze (bij 2% V/V CO₂). Verschillende mengsels bleken aan de chloridediffusie-eis te voldoen (met typische waarden van 3 tot $4 \cdot 10^{-12}$ m²/s op 28 dagen) en hadden voldoende lage carbonatatiwaarden alsmede een karakteristieke druksterkte van tenminste B35.

De gekozen mengsels hadden de globaal de volgende samenstelling:

- ter plaatse gestort beton 360 tot 400 kg CEM III/B 42.5 N LH HS per m³, een watercemenfactor (w/c) van 0,44 en een grootste korrel van 32 mm
- prefab beton 450 kg/m³ CEM III/A 52.5 N LA, w/c 0,39 en een grootste korrel van 28 mm.



Figuur 1: Impressie van het boortunnelgedeelte van de Groene Hart Tunnel



Figuur 2: Schematische doorsneden van de delen van de Groene Hart Tunnel

Berekening en invoerparameters

Het levensduurontwerp werd gebaseerd op de grenstoestanden: initiatie van corrosie door carbonatatie (binnenkant tunnel) en indringen van chloride (buitenkant, binnenkant en voegen). De oorspronkelijke berekeningen werden gemaakt met het pakket STRUREL.

carbonatatie

De grenstoestand voor carbonatatie is een carbonatatie diepte na 100 jaar kleiner dan of gelijk aan de dekking. Dit werd gecontroleerd met de formule:

$$g[x(t)] = x_c - x(t) = 0 \quad (1)$$

met x_c de dekking en de $x(t)$ carbonatatie diepte uit

$$x(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot k_t \cdot C_s}{R_{Carb}}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n$$

De invoerparameters voor de probabilistische berekeningen worden gegeven in tabel 1. De berekening ging uit van twee klimaten: binnenklimaat (midden boortunnel, technische gallerij) en buiten beschut (nabij de toeritten). Voor de betondekking werd de laagste gebruikte waarde aangehouden. De carbonatieweerstand werd bepaald met de versnelde carbonatietest. De parameters (incl. standaardafwijking en verdelingstype) werden vastgesteld op basis van DuraCrete. Voor het kooldioxide gehalte werd een worst case waarde aangehouden voor de buiten/beschutte delen. De tijdexponent voor beton in binnenklimaat werd op nul gesteld.

Tabel 1 Invoer voor carbonatatieberekeningen; μ gemiddelde waarde, σ standaardafwijking

Var. No.	Parameter	Dimensie	μ	σ	Type verdeling
1	x_c dekking	mm	35	5	Lognormaal
2	$R_{0,Carb}$ carbonatatie-weerstand	kgCO ₂ /m ³ /mm ² /yr	6.34 * 10 ⁻⁴	4.78 * 10 ⁻⁵	Normaal
3	C_s oppervlakte-concentratie	kgCO ₂ /m ³	beschut 7.5*10 ⁻⁴ binnen 5*10 ⁻⁴		Deterministisch
4	n tijdexponent	-	beschut 0.13 binnen 0	beschut 0.03	Beta a = 0; b = 0.5 Deterministisch
5	k_t test factor	-	0.983	0.023	Normaal
6	k_e milieufactor	-	beschut 0.48 binnen 1.0	beschut 0.26	Lognormaal Deterministisch
7	k_c uitvoeringsfactor 2 dagen nabehandeling	-	3.0	2.6	Verschoven lognormaal $\tau = 0.60$
9	t_0 Referentietijdstip	jaar	0.0767	-	Deterministisch

chloride

De grenstoestand voor corrosie-initiatie door indringen van chloride is een chloridegehalte bij de wapening na 100 jaar lager dan of gelijk aan het kritische gehalte. Dit werd gecontroleerd voor diverse delen van de tunnel met de formule:

$$g[x(t)] = x_c - x(t) = 0 \quad (2)$$

met x_c de dekking en de $x(t)$ het chloridegehalte na tijd t uit

$$x(t) = 2 \cdot k \cdot \sqrt{k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_c \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n}$$

$$k = \text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s}\right)$$

De invoerparameters voor de probabilistische berekeningen worden gegeven in tabel 2. De berekening ging uit van twee expositiezones: onder water (buitenzijde boortunnel, buiten het afdichtprofiel) en getijde/spatzone (binnen het profiel, onder de baan). Voor de betondekking werden aparte waarden voor de voegvlakken en de buitenzijde aangehouden. Overwogen werd dat de dekking door de relatief nauwkeurige werkwijze in de prefabricage een kleine standaardafwijking zou hebben (5 mm).

De chloridediffusieweerstand werd bepaald met de RCM proef. Een relatief hoog kritisch chloridegehalte werd aangehouden op basis van de hoge betonkwaliteit. De tijdexponent werd aangehouden uit DuraCrete; de intentie was deze waarde te verifiëren aan latere resultaten. De parameters (incl. standaardafwijking en verdelingstype) werden vastgesteld op basis van DuraCrete. Het oppervlaktechloridegehalte komt overeen met beton in zeewater.

Tabel 2 Invoer voor chlorideberekeningen; S onderwater zone, T getijde- en Sp spatzone

Var. No.	Parameter	Dimensie	μ	σ	Type verdeling
1	x_c betondekking	mm	Voeg 35 buiten- vlak 40	Voeg 5 Buiten 5	Lognormaal
2	$D_{RCM,0}$ chloride-diffusiecoëfficiënt	$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	3.4	1.1	Normaal
3	C_{Cr} kritisch chloridegehalte	% op cement	S: 2.1 T+Sp: 1.0	S: 0.20 T+Sp: 0.20	Normaal
4	n tijdexponent	-	S: 0.71 T+Sp: 0.8	S: 0.05 T+Sp: 0.07	Beta a = 0; b = 1
5	k_t test factor	-	1.0	-	Deterministisch
6	k_e milieufactor	-	S: 3.877 T: 2.704 Sp: 0.777	S: 1.292 T: 1.292 Sp: 1.292	Gamma
7	k_c uitvoeringsfactor	-	Nabehandeling 2 dagen 1.8	Nabehandeling 2 dagen 0.4	Beta a=1; b=4
8	C_s oppervlaktechloridegehalte	% op cement	S: 2.1 T+Sp: 2.7	S: 0.28 T+Sp: 0.108	Normaal
9	t_0 referentietijdstip	jaar	0.0767	-	Deterministisch

Later werden aanvullende berekeningen gemaakt, o.a. in het kader van het Delft Cluster onderzoek. Deze werden uitgevoerd met het door TNO ontwikkelde pakket PROBOX met behulp van de First Order Reliability Method (FORM) en gecontroleerd met Crude Monte Carlo (10.000 samples).

Resultaten van de levensduurberekeningen

Carbonatatie

Voor de delen in binnenklimaat werd (bij een dekking van 35 mm) na 100 jaar een betrouwbaarheidsindex β gevonden van 2,0; voor de buiten/beschutte delen van 3,4. Opgemerkt wordt dat dit met name voor binnenklimaat flink conservatief is. In de praktijk van de tunnel bleek het beton geruime tijd nat te zijn, waardoor de hydratatie van cement lange tijd zal doorgaan. Dit zou tot een hogere waarde voor de tijdexponent moeten leiden. Aanvullende berekeningen hebben getoond dat een dekking van ca. 20 mm voldoende is om in 100 jaar geen last te hebben van corrosie door carbonatatie.

Chloride: oorspronkelijk

Voor het beton aan de buitenzijde werd (bij een dekking van 40 mm) na 100 jaar een betrouwbaarheidsindex β gevonden van 4,4. Voor de voegvlakken (getijdezone) en de technische galerij (spatzone) bedroeg β na 100 jaar respectievelijk 1,8 en 2,4.

Chloride: latere berekeningen

Sinds het oorspronkelijke levensduurontwerp werd gemaakt is nieuwe informatie beschikbaar gekomen met betrekking tot diverse invoervariabelen. Het prefab beton blijkt een initieel chloridegehalte van ca. 0,15 % te bevatten (eerder was dit impliciet op nul gesteld). Het oppervlaktegehalte van hoogovencementbeton in zeewater blijkt ca. 2,9% te zijn (vrijwel gelijk aan de eerder gebruikte waarde), de tijdexponent in de spatzone blijkt volgens onderzoek aan constructies aan zee ca. 0,48 te bedragen (dit is aanzienlijk lager) en een andere, gecombineerde, milieu- en uitvoeringsfactor is voorgesteld [2]. De dekking op de binnenvlakken blijkt een standaardafwijking te hebben van ca. 2,5 mm (gunstig). Het kritische chloridegehalte (voor de spatzone) wordt tegenwoordig lager aangenomen, ca. 0,5%, eventueel 0,6% bij een lage w/c [2,3]. Opgemerkt dat deze variabele een grote onzekerheid bevat, in het bijzonder voor hoogovencementbeton. Verder geldt dat vooralsnog nauwelijks lekkage is waargenomen, waardoor de belasting aan chloridehoudend grondwater voor het beton aan de binnenzijde later begint dan eerder is aangenomen (gunstig). De meeste genoemde wijzigingen zijn ongunstig.

De gekozen invoervariabelen zijn weergegeven in tabel 3. De betrouwbaarheidsindex β na 100 jaar is met deze invoer 0,78 (faalkans 22%). Deze uitkomst is erg gevoelig voor de waarde van de tijdexponent n ; met een waarde voor n van 0,55 komt β op 1,5, met $n=0,6$ komt β op 2,0. Ook het kritische chloridegehalte is een bron van aanzienlijke onzekerheid; met een waarde voor C_{crit} van 0,7% komt β na 100 jaar op 1,9. Feitelijk voldoet het ontwerp met deze invoer niet aan de eisen. Hier staat tegenover dat de uitgangspunten erg conservatief zijn met betrekking tot het chloridegehalte in het grondwater. Ter vergelijking: het maximaal waargenomen chloridegehalte (5 g/l) zou een oppervlaktegehalte veroorzaken van ca. 1,5%. Als dit vanaf 28 dagen zou optreden, komt β na 100 jaar op 1,6 (5% faalkans). Doordat het brak-zoute grondwater in werkelijkheid pas veel later, en ook nog na (aanzienlijke) lekkage, bij het beton aan de binnenkant kan komen, is ook deze uitkomst conservatief.

Tabel 3 Invoer voor latere chlorideberekeningen (spatzone)

Var. No.	Parameter	Dimensie	μ	σ	Type verdeling
1	x_c betondekking binnenzijde	mm	35	2,5	Lognormaal
2	$D_{RCM,0}$ chloride-diffusiecoefficient	$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	3.4	1.1	Normaal
3	C_{Cr} kritisch chloridegehalte	% op cement	0,6	0,15	Normaal
4	n tijdexponent	-	0,48	0,07	Beta a = 0; b = 1
5	k_t test factor	-	1.0	-	Deterministisch
6	k_e miliefactor	-	0,561	0.045	Normaal
7	k_c uitvoeringsfactor	-	1	1	Deterministisch (zie tekst)
8	C_s oppervlakte-chloridegehalte	% op cement	2,9 (1,5) zie tekst	0,8	Normaal
9	t_0 referentie-tijdstip	jaar	0.0767	-	Deterministisch
10	C_i initieel chloridegehalte	% op cement	0,15	0,05	Normaal

Conclusies

De GHT is de eerste constructie waarbij de DuraCrete methode voor levensduurontwerp systematisch werd toegepast in alle stadia: bij de voorbereiding, tijdens het ontwerp, na de uitvoering (zie de lezing Mario de Rooij) en tijdens de eerste jaren van de levensduur (monitoren, zie de lezing Willy Peelen).

De modellering aan de binnenzijde beruiste op carbonatatie; en op indringen van chloride voor de buitenzijde en de binnenzijde (na lekkage). Het chloridegehalte werd als *worst case* belasting gelijk gesteld aan dat in zeewater.

Aanvullend werden eisen gesteld aan de cementsoort en de dekking.

De aannemer beproefde diverse betonmengsels, waarna mengsels werden gekozen die, in combinatie met de gekozen dekking, voldeden aan de eisen met betrekking tot chloridediffusie en carbonatatieweerstand, naar de stand van kennis van dat moment.

Berekeningen lieten zien dat de levensduureis ruim werd gehaald op het aspect carbonatatie; een dekking van ca. 20 mm zou voldoende zijn geweest. De gestelde eis werd ook gehaald met het oog op corrosie door chloride-indringing.

Inmiddels is onze kennis van processen en modellen toegenomen. Aanvullende berekeningen op basis van nieuwe informatie over chloride-indringing laten zien dat de levensduureis niet zonder meer wordt gehaald. Bij iets minder conservatieve uitgangspunten wordt de betrouwbaarheidseis nagenoeg wel gehaald.

De les hieruit is dat er nog flinke onzekerheden zitten in een aantal parameters in het model. Om deze onzekerheden te verkleinen is nader onderzoek nodig naar:

- de tijdexponent voor de chloridediffusie
- het kritische chloridegehalte
- het effect van contact met zout water op hogere ouderdom dan 28 dagen.

Referenties

- [1] DuraCrete, DuraCrete Final Technical Report R17, Document BE95-1347/R17, The European Union – Brite EuRam III, DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, CUR, Gouda, 2000.
- [2] Rooij, M.R. de, Polder, R.B., 2005, Duurzaamheid mariene betonconstructies, CUR rapport 215, CUR Gouda
- [3] Breit W., 2001, Critical corrosion inducing chloride content – State of the art and new investigation results / Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen, Betontechnische Berichte 1998 - 2000, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 145-167

CV

Ir. Jan Gijsbers **TNO Bouw en Ondergrond**

Ir. F.B. Jan Gijsbers (1949), werkt vanaf 1985 bij TNO Bouw en Ondergrond, momenteel als senior adviseur binnen de afdeling Civiele Infrastructuur op het gebied van bouwconstructies en in het bijzonder betonconstructies. Hij heeft een technische opleiding gevolgd aan de TU Delft (Civiele Techniek, 1974). Zijn werkzaamheden hebben betrekking op het beoordelen van veiligheids- en bruikbaarheidsaspecten van bouwconstructies. Vanuit zijn expertise wordt hij regelmatig gevraagd te adviseren in de ontwerpfase, de uitvoeringsfase en/of de gebruiksfase van betonconstructies. Jan Gijsbers is lid van verschillende onderzoekscommissies op het gebied van ondergronds bouwen, waaronder de COB-commissie die het praktijkonderzoek tijdens de bouw van de Groene Harttunnel heeft uitgevoerd. Tevens is hij lid van normalisatiecommissies op het gebied van het ontwerpen en bouwen van bouwconstructies. Nationaal betreft dit de NEN-normcommissie TGB-Plenair en de NEN-normsubcommissie TGB-Betonconstructies. Europees is hij lid van CEN/TC250, Structural Eurocodes, en CEN/TC250/SC2, Concrete structures.

BRANDWERENDE BEKLEDING, ONTWERP EN RISICOANALYSE

ir. F.B. Jan Gijsbers - TNO Bouw en Ondergrond

INLEIDING

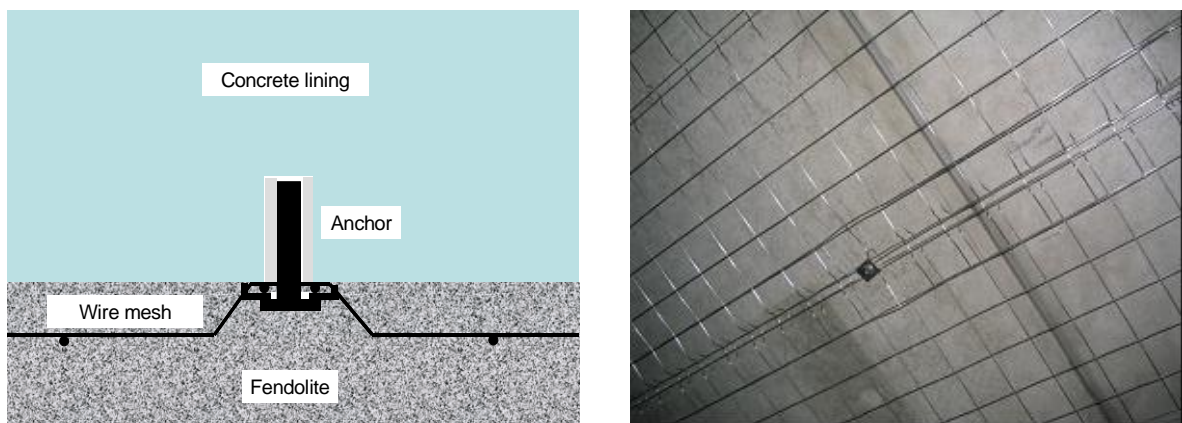
Ten behoeve van de brandveiligheid is in de Groene Harttunnel door CBBN International een gespoten brandwerende bekleding, bestaande uit Fendolite MII met een wapeningsnet, aangebracht. Deze bekleding is vergelijkbaar met de bekleding die indertijd in de Westerscheldetunnel is aangebracht. Er is echter een belangrijk verschil voor wat betreft de belastingen op de bekleding tijdens gebruik van de tunnel. In de Westerscheldetunnel zijn de belastingen op de bekleding, die worden veroorzaakt door het autoverkeer, nog betrekkelijk laag. De belastingen op de bekleding in de Groene Harttunnel worden veroorzaakt door met een snelheid van 300 km/uur passerende HSL-treinen en zijn daardoor aanzienlijk hoger, waarbij bovendien sprake is van een zeer groot aantal belastingswisselingen in de levensduur. Dit was voor de HSL Projectorganisatie aanleiding om de risico's, die zijn verbonden aan het eventueel naar beneden vallen van delen van de bekleding tijdens treinpassages, nader te onderzoeken. Het betreffende onderzoek is uitgevoerd door TNO Bouw en Ondergrond. Daarnaast zijn uiteraard ook de brandwerende eigenschappen experimenteel getest.

Hierna wordt ingegaan op het ontwerp van de brandwerende bekleding. Daarna wordt een overzicht gegeven van het uitgevoerde onderzoek en de daartoe behorende.

ONTWERP VAN DE BRANDWERENDE BEKLEDING

Beschrijving

De brandwerende bekleding (Figuur 1) bestaat uit Fendolite MII met een laagdikte die varieert tussen 35 mm en 50 mm en die gemiddeld 42 mm is. De bekleding is voorzien van een wapeningsnet van roestvast staal (AISI 316), bestaande uit draden $\varnothing 1,5$ mm, hart op hart 50 mm in beide richtingen. Het wapeningsnet is verankerd aan de betonnen tunnelling met ankers van roestvast staal (kwaliteit A4). De ankers zijn bevestigd aan het wapeningsnet met speciaal daarvoor gevormde volgplaatjes.



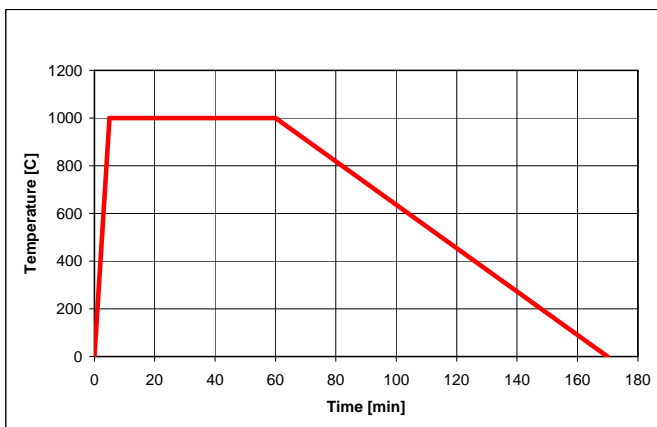
Figuur 1 – Bevestigingsdetail (links). Wapeningsnet bevestigd aan de betonnen lining voorafgaand aan het spuiten van de Fendolite MII (rechts)

Eisen

De belangrijkste eisen, die aan de brandwerende bekleding worden gesteld, hebben betrekking op de brandwerendheid en de veiligheid tijdens het gebruik van de tunnel:

Brandwerendheid

- Uitgangspunt is een brandbelasting gedurende 170 minuten volgens de HSL30MW brandkromme (Figuur 2).
- De bekleding dient schadevrij te blijven gedurende de eerste 30 minuten van de voorgeschreven brandkromme.
- De betonnen lining mag niet bezwijken of worden beschadigd gedurende de volledige periode van de voorgeschreven brandkromme.



Figuur 2 – HSL30MW brandkromme

Gebruiksveiligheid

- De bekleding mag niet significant bijdragen aan de volgens het Bouwbesluit maximaal toegestane faalkans voor een constructie in veiligheidsklasse 3 met een referentieperiode van 100 jaar.
- De bekleding moet in staat zijn de belastingen, die voortvloeien uit het gebruik als HSL-tunnel inclusief de bijbehorende klimatologische omstandigheden, te weerstaan.
- De bekleding moet onderhoudsvrij of onderhoudsarm zijn.

De belastingen op de brandwerende bekleding, die het gevolg zijn van passerende HSL-treinen, zijn als volgt gespecificeerd:

- Een drukgolf bestaande uit een maximum drukbelasting van 4 kPa gevolgd door een zuigbelasting van 2 kPa ten opzichte van de atmosferische druk.
- De maatgevende drukvalsnelheid in de passerende drukgolf bedraagt 3 kPa in 0,01 seconde.

ONDERZOEK EN RISICOANALYSE

Inleiding

Het onderzoek aan de brandwerende bekleding is uitgevoerd door TNO Bouw en Ondergrond. Dit onderzoek bestond uit de volgende onderdelen:

- beproeven van brandwerende eigenschappen;
- bepalen van materiaaleigenschappen van Fendolite MII;
- bepalen van de hechtsterkte tussen Fendolite MII en de betonnen lining;
- beproeven van het back-up bevestigingssysteem bestaande uit wapeningsnet en ankers;
- risico-analyse van het totale systeem.

In de volgende paragrafen wordt ingegaan op deze onderdelen.

Brandwerende eigenschappen

Twee segmenten van de betonnen lining met 35 mm brandwerende bekleding inclusief wapeningsnet zijn beproefd in het laboratorium van het Centrum van Brandveiligheid van TNO (sinds 1 juli 2006 ondergebracht in Efectis Nederland B.V.). De brandproeven zijn uitgevoerd nadat de brandwerende bekleding was uitgedroogd tot een vochtgehalte van ongeveer 9% (m/m), hetgeen ongeveer overeenkomt met het vochtgehalte tijdens het gebruik van de tunnel.

De brandbelasting in de proeven kwam overeen met de HSL30MW brandkromme (figuur 2). Bij beide proeven werd voldaan aan de gestelde eisen. Na de proeven was de brandwerende bekleding nog steeds goed verbonden met de betonnen lining.

Materiaaleigenschappen van Fendolite MII

De materiaaleigenschappen zijn bepaald door beproeving na vier weken verharding. Enkele mechanische eigenschappen zijn vermeld in tabel 1.

Tabel 1 – Mechanische eigenschappen Fendolite MII

Eigenschap	Aantal proeven	Resultaat [MPa]		
		Minimum	Maximum	Gemiddeld
Druksterkte	32	2,3	4,9	3,5
Buigtreksterkte	41	1,2	2,5	1,7
Elasticiteitsmodulus	9	1.800	2.400	1.970

Hechtsterkte tussen Fendolite MII en betonnen lining

In het kader van dit onderzoek zijn hechtsterkteproeven uitgevoerd in zowel de Groene Harttunnel als de Westerscheldetunnel. De proeven zijn uitgevoerd op verschillende tijdstippen na het aanbrengen van de bekleding. Tabel 2 bevat de resultaten.

Tabel 2 – Hechtsterkte Fendolite MII

Locatie	Periode na aanbrengen	Aantal proeven	Resultaat [MPa]		
			Minimum	Maximum	Gemiddeld
Groene Harttunnel	6 dagen	11	0,04	0,29	0,19
	15 dagen	4	0,28	0,46	0,36
	21 dagen	6	0,29	0,48	0,38
	28 dagen	12	0,20	0,50	0,39
	134 dagen	11	0,41	0,94	0,66
Westerscheldetunnel	28 dagen)*	8	0,18	0,33	0,27
	3 jaar	12	0,32	0,73	0,63

)* eerdere proeven

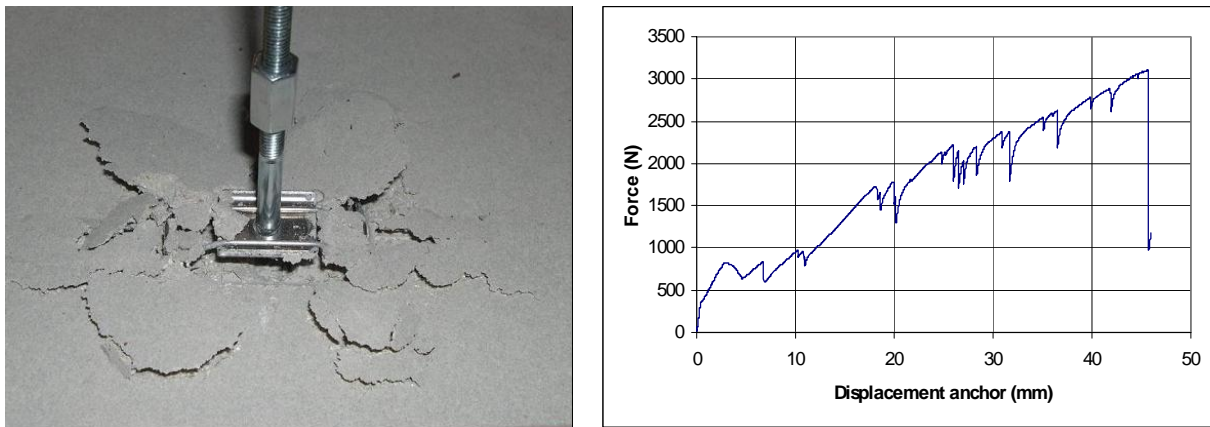
Uit de resultaten blijkt dat de hechtsterkte toeneemt met de tijd, hetgeen waarschijnlijk wordt veroorzaakt door de toename in de hydratatiegraad in de loop van de tijd. De hechtsterkte blijkt aanzienlijk hoger te zijn dan de zuigbelastingen van 2 kPa die worden veroorzaakt door de passerende HSL-treinen.

Back-up bevestigingssysteem

Aangezien het niet volledig uit te sluiten is dat er locaties zijn waar de hechting tussen de brandwerende bekleding en de betonnen lining op enig moment in de levensduur niet (meer) aanwezig is, en omdat naar beneden vallende stukken bekleding onaanvaardbare risico's voor het gebruik van de tunnel kunnen opleveren, is de bekleding voorzien van een wapeningsnet dat met ankers is bevestigd aan de betonnen lining. De bevestiging met de ankers werkt als een back-up bevestigingssysteem voor in het geval dat de aanhechting tussen de bekleding en de betonnen lining niet meer aanwezig is.

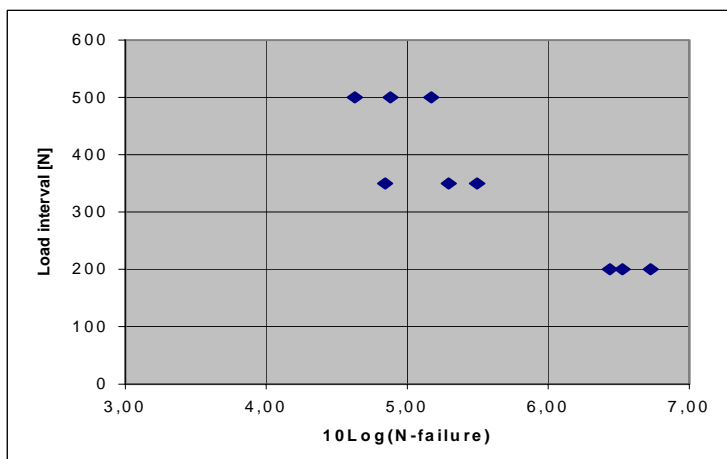
Het back-up bevestigingssysteem is getest in de laboratoria van TNO Bouw en Ondergrond. Daarbij zijn statische proeven en vermoeiingsproeven uitgevoerd op zowel grote platen (4 m²) met achttien ankers als

kleine platen (0,25 m²) met één anker. In figuur 3 is te zien hoe het wapeningsnet bij een statische proef uit de bekleding wordt getrokken. De figuur bevat tevens een diagram met de relatie tussen de ankerkracht en de verplaatsing van het anker ten opzichte van de bekleding.



Figuur 3 – Statische proef (links) en kracht-verplaatsingsdiagram (rechts)

De vermoeiingsproeven zijn uitgevoerd bij verschillende intervallen van de belasting op het anker, namelijk 200 N, 350 N and 500 N. Figuur 4 bevat de resultaten. Bezwijken trad in alle gevallen op door vermoeiingsbreuk van de wapeningsdraden rondom de ankerbevestiging.



Figuur 4 – Resultaten van vermoeiingsproeven op de ankerbevestiging

Indien de bekleding niet gehecht is aan de betonnen lining dan bedraagt de gebruiksbelasting op de ankers 150 N à 200 N. Dit belastingsniveau leidt tot vermoeiingsbreuk na 2 miljoen of meer wisselingen.

Risico-analyse van het totale systeem

Als sluitstuk van het onderzoek is een uitgebreide risico-analyse uitgevoerd van het totale systeem, gebruikmakend van de resultaten van de hiervoor beschreven deelonderzoeken. De risico-analyse was gericht op het bepalen van de kans op het naar beneden vallen van delen van de brandwerende bekleding gedurende de levensduur van de tunnel. Deze kans mag conform de gestelde eisen niet groter zijn dan 10^{-4} in 100 jaar levensduur. Verschillende faalmechanismen zijn geanalyseerd en de bijbehorende faalkansen zijn gekwantificeerd. Geconcludeerd is dat in het geval van een onthechte bekleding na verloop van tijd, die is gerelateerd aan het aantal treinpassages, de faalkans hoger kan worden dan volgens de eis is toegestaan. Op grond van deze uitkomsten zijn eisen gesteld aan het te hanteren regime voor inspectie, monitoring en onderhoud. De verwachting is dat de onderhouds-activiteiten beperkt van omvang zullen zijn en vallen binnen de definitie van onderhoudsarm. Daarmee voldoet het bekledingssysteem aan de gestelde eisen.

CV

Ir. G.J. Klok
Vogel B.V., CBBN International

Geboren
9 april 1947.

Afgestudeerd
Juni 1972 aan de TH te Delft
Weg- en waterbouw in het vak beton- en staalconstructies.

Na diensttijd (studie begeleider op de KMA te Breda) gewerkt bij
aannemingsbedrijven en de laatste 19 jaar als directeur bij
Vogel B.V., een gerenommeerd betonreparatiebedrijf in Nederland.

Deelgenomen aan diverse CUR-projecten betrekking hebbende op
betonreparatie.

Hobby's
zeilen
tennis
golven

Brandwerende bekleding: Uitvoering

Ir. G.J. Klok – directeur Vogel B.V. & CBBN Fireproofing Int. VOF

Inleiding

Het aanbrengen van de brandwerende bekleding in de Groene Harttunnel is uitgevoerd door CBBN (Combinatie Brandwerende Bekledingen Nederland), een combinatie tussen BAM Betontechnieken en Vogel B.V.

Beide bedrijven hebben vanuit het repareren van beton in het verleden brandwerende bekledingen in tunnels aangebracht. Het waarom van de brandwerende bekleding is in een eerdere lezing (J. Gijsbers) aangegeven.

In het verleden hebben wij diverse tunnels al van een spuitpleister (een mortel met vermiculite, micadeeltjes) als brandwerende bekleding voorzien. Dit gebeurde altijd handmatig en zonder de toepassing van wapening. Aan de hechtsterkte werden geen eisen gesteld. Het meten ervan was moeilijk. Het breukvlak was veelal in de spuitpleister met een hele lage waarde. En wat was eigenlijk de belasting op de pleister?

Het eigen gewicht was het belangrijkste. Dit veranderde bij de Groene Harttunnel. De rekenwaarde voor een dynamische belasting werd vastgesteld op 4 MPA / m². Een andere verandering welke al plaatsvond bij de Westerscheldetunnel ten opzichte van de “verkeers” zinktunnels is de prestatie eis ten gevolge van een RWS brandbelasting van 2 uur.

Een eis bij zinktunnels van een maximale temperatuur op het scheidingsvlak van 380°C en op de wapening van 250°C bleek niet te voldoen bij de hoge sterkte beton van de boortunnels. Het spatgedrag werd hier maatgevend. Een dikkere laag spuitpleister moest worden toegepast (± 42 mm nu tegenover vroeger ± 30 mm).

Doordat de hechtsterkte een nog niet bekende factor was is besloten voor de zekerheid een wapeningsnet als vangnet toe te passen (ook in de Westerscheldetunnel). Bij het aannemen van het werk Westerscheldetunnel (± 240.000 m²) is nog uitgegaan van handmatig spuiten. Dit betekende gedurende 2,5 jaar met 10 spuitploegen aan het werk.

Het ontwikkelen van een spuitrobot was een logische stap met als gevolg:

- Arbo : ziekteverzuim zal sterk omlaag gaan.
- Kwaliteit beter.
- Snelheid hoger.
- Kosten gelijk of misschien zelfs lager (in Nederland).

Er zijn uiteindelijk twee volautomatische robots ontwikkeld.

Het toepassen van een robot betekende daarnaast het toepassen van een nieuwe spuittechniek. Handmatig spuiten van 42 mm minimaal moet in 3 lagen echter om dit in een laag te doen is de spuittechniek aangepast. Een gelukkige bijkomstigheid was dat de hechtsterkte aanzienlijk toenam ten opzichte van vroeger (gemiddeld in Groene Harttunnel meer dan 0,3 N/mm²).

Door de tijdsdruk in de Groene Harttunnel was het inzetten van deze robots de enige mogelijkheid om op tijd op te leveren. Uiteindelijk is er gemiddeld per dag ± 2.500 m² gespoten.

De uitvoering van het werk bestaat uit 3 hoofdactiviteiten:

- A: Schoonmaken betonoppervlak.
- B: Aanbrengen wapeningsnet.
- C: Spuiten brandwerende pleisterlaag.

A: Schoonmaken betonoppervlak.

In de zinktunnels werd het betonoppervlak gereinigd door middel van gritstralen. Door de grote stofoverlast hiervan zijn in de Groene Harttunnel proeven gedaan met waterstralen van 200 – 2000 bar en stoomcleanen (180 bar min. 70°C). Het stoomcleanen bleek het beste resultaat te geven.

Om er zeker van te zijn dat het gehele oppervlak voldoende werd gereinigd is een robot ontwikkeld. Het water werd boven bij de schachten met speciale units verwarmd tot 110°C en op druk gebracht. De te overbruggen afstand was maximaal ± 1.200 mtr. Een temperatuur val van ± 30°C trad hierbij op.

B: Aanbrengen wapening.

Voordat de wapening werd aangebracht zijn de openingen in de tubingen afgedekt met 8 mm dikke promatect platen. De wapeningsnetten (1,4 x 2,4 m²) van roestvaststaal A316 dik 1,5 mm met maaswijdte van 50 mm werden vastgezet met ± 9 ankers / m² – Ø 6 mm en 25 mm diep in het beton. Deze ankers zijn speciaal door Fisher voor dit werk ontwikkeld.

Het werk werd per locatie en per shift uitgevoerd door 18 man vanaf aluminium rolsteigers en hoogwerkers.

C: Aanbrengen spuitpleister.

De brandwerende pleister is aangebracht door 2 volautomatische spuitrobots. Met een laser is het oppervlak gescand waarna de robot precies weet waar hij moet gaan spuiten. De bewegingssnelheid, spuitafstand etc. zijn vooraf proefondervindelijk ingesteld zodat een redelijk uniforme dikte wordt verkregen, gemiddeld 42 mm (± 4 mm).

Vanuit een handmatig gevulde hopper wordt de droge mortel volautomatisch met de juiste hoeveelheid water gemengd en naar de spuitmachine getransporteerd. De maximale productie per robot per uur bedraagt ongeveer 90 m². Doordat het gehele spuitproces geheel automatisch plaats vindt is de kwaliteit gewaarborgd.

Kwaliteitscontrole.

Tijdens de uitvoering zijn de volgende controle activiteiten uitgevoerd:

- Schoonmaken betonoppervlak.
- Visuele inspectie.

Logistiek

In een tunnel, vooral in spoortunnels, vormt de logistiek veelal een groot obstakel voor de productiviteit. Doordat het aanbrengen van de brandwerende bekleding gelijk plaats vond met de afbouwwerkzaamheden van aannemer Bouygues-Koop hadden wij maar één buis ter beschikking. Er werd op twee fronten gewerkt (één vanaf Noordzijde, één vanaf het midden).

Daar het spoor een breedte heeft van 3,20 mtr was passage met normaal equipment niet mogelijk. Alles (behalve de spuitrobot) werd uitgevoerd met smal elektrisch equipment (hoogwerker, tractors, wagens etc.) met een maximale breedte van 1,40 mtr. Doordat per dag in twee shifts gedurende 20 uur werd gewerkt was ook het opladen van de accu's een logistieke uitdaging.

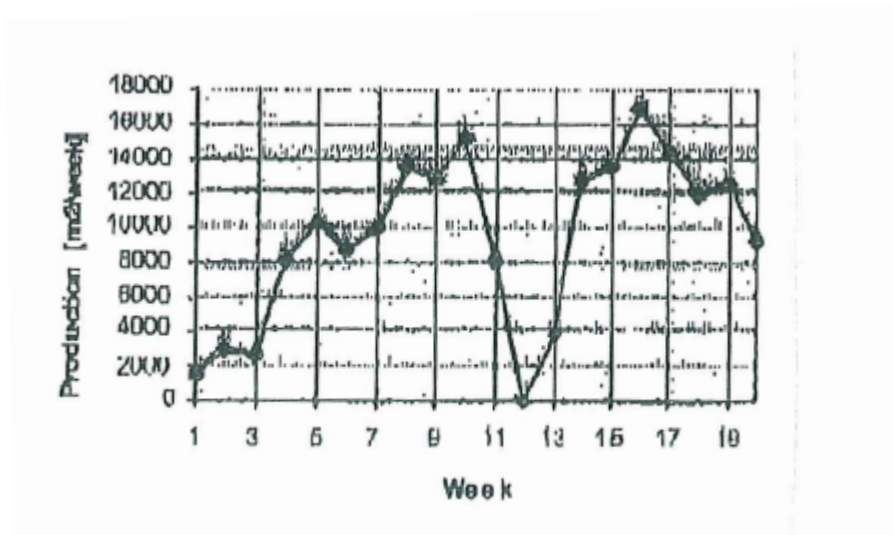
Om het werk binnen 20 weken uit te voeren is er gewerkt op 2 fronten en in 2 shifts.

Per shift was aan bouwplaatspersoneel nodig:

▪ Schoonmaken	6 man
▪ Wapening aanbrengen	36 man
▪ Spuiten	10 man
▪ Schoonmaken	6 man
▪ Transport	8 man
▪ Onderhoud	4 man

Van het bouwplaatspersoneel was ongeveer 80% afkomstig uit Oost-Duitsland. Deze zijn aangevuld met specialisten uit de Vogel en BAM organisaties.

De wekelijkse productiviteit is weergegeven in onderstaand figuur.



Deze productiviteit is exclusief het bespuiten van het cut- en coverdeel. Dit is via traditioneel steigerwerk volledig handmatig uitgevoerd. In het steigerwerk werd een opening voor het transport voor personeel en materiaal in het boorgedeelte vrijgelaten.

CV

Ir. Joost Gulikers Bouwdienst Rijkswaterstaat

Joost Gulikers is bij de TU Delft afgestudeerd als civiel ingenieur.

Daaropvolgend heeft hij in het Stevinlaboratorium gedurende 6 jaar experimenteel onderzoek uitgevoerd naar wapeningcorrosie, met name naar de invloed van lokale reparaties. Sinds 1994 is hij werkzaam bij Rijkswaterstaat Bouwdienst, eerst als wetenschappelijk onderzoeker bij de Stafafdeling Bouwspuurwerk en sinds 2005 als senior adviseur/specialist bij de Afdeling Civiele Techniek. Zijn huidige werkzaamheden hebben betrekking op modelleren van en ontwerpen op duurzaamheid van gewapend beton, niet-destructieve meettechnieken en kathodische bescherming. Hij is momenteel secretaris van RILEM TC-MAI, bestuurslid van Stutech, lid van CUR VC81, en betrokken bij diverse Europese samenwerkingsprojecten op het gebied van wapeningscorrosie (o.a. EFC en COST534).

Monitoren van duurzaamheid in tunnels

Ir. Joost Gulikers - Afdeling Civiele Techniek - Rijkswaterstaat Bouwdienst

Inleiding

In de afgelopen 10 jaren zijn er in Nederland in opdracht van of begeleid door Rijkswaterstaat 4 tunnels gebouwd, te weten (in chronologische volgorde):

- 2^e Heinenoordtunnel
- 2^e Beneluxtunnel
- Westerscheldetunnel
- Groene Harttunnel

Al deze tunnels hebben gemeen dat zij zijn uitgevoerd in gewapend beton en ontworpen op een levensduur van 100 jaar. Hierbij is in de levensduurberekening gebruik gemaakt van een zogeheten probabilistische aanpak. Met uitzondering van de 2^e Beneluxtunnel betreft het boortunnels hetgeen inhoudt dat de tunnel-lining is opgebouwd uit een groot aantal geprefabriceerde elementen van gewapend beton.

Tijdens de gebruiksduur worden de betonoppervlakken aan de binnenzijde continu belast door chloridehoudend grondwater, terwijl de binnenoppervlakken worden blootgesteld aan een verhoogde concentratie aan CO₂ (autoverkeer) en chloridehoudend lekwater, en tijdens de winterperiode door chloridehoudend spatwater. In de Groene Harttunnel (alleen treinverkeer) treden aan het binnenoppervlak natuurlijk minder agressieve expositie-omstandigheden op.

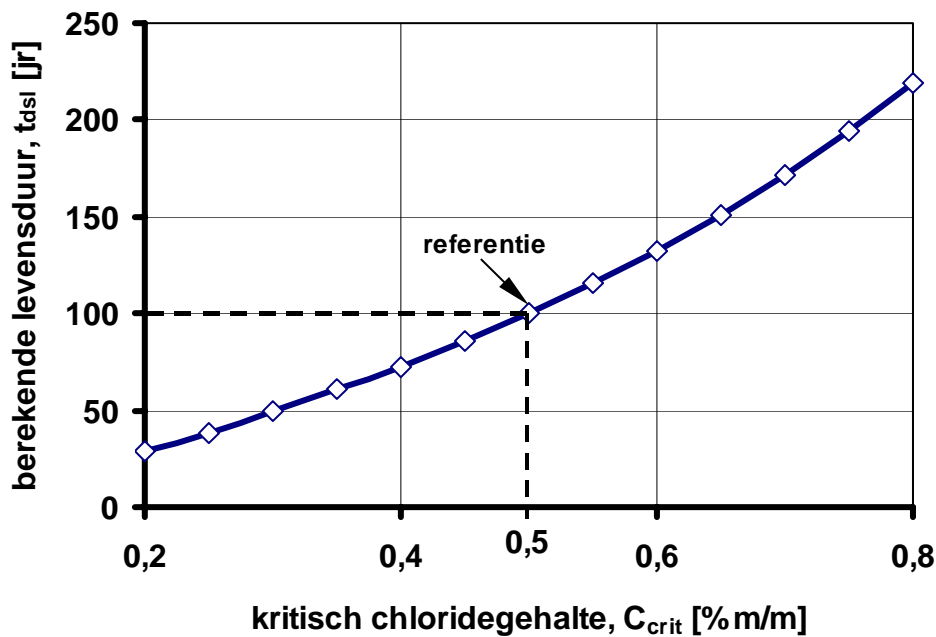
Ten aanzien van de duurzaamheid wordt corrosie van de wapening als maatgevend schademechanisme beschouwd. De ontwerpberekening is er dan ook op gericht om de kans op corrosie-initiatie ten gevolge van carbonatatie en chloride-indringing zodanig klein te houden dat kan worden aangenomen dat de tunnelconstructie gedurende de volledige ontwerplevensduur vrijwel onderhoudsvrij blijft.

Gezien de continue vochtbelasting op het buitenoppervlak en de constante, relatief lage, luchttemperatuur aan de binnenzijde, wordt de levensduur bepaald door het indringen van chloride door de betondekking. Door een geschikte combinatie van dichtheid (transportsnelheid) en dikte (transportweg) van de betondekking wordt bereikt dat binnen de gestelde ontwerplevensduur van 100 jaar op de diepte van de wapening het zogeheten kritische chloridegehalte niet zal worden overschreden. In de genoemde tunnels is daarom gekozen voor een minimale betondekking van 50mm en het beton is vervaardigd met cement met een hoog slakgehalte (>50%).

Waarom monitoren

Hoewel de expositie-omstandigheden voor tunnels, met name aan het betonoppervlak dat in contact staat met grondwater, vrij nauwkeurig bekend zijn, is in de levensduurberekening gebruik gemaakt van een aantal vereenvoudigingen en aannamen. Dit heeft met name betrekking op het transportmechanisme van chloride vanaf de buitenzijde en het kritisch chloridegehalte. Wanneer het buitenoppervlak van de geprefabriceerde tunnel-elementen bij het plaatsen enigszins is uitgedroogd zal het transport van chloride door capillaire absorptie sneller kunnen optreden als in het ontwerpmodel wordt verondersteld, d.i. transport ten gevolge van diffusie. Daarnaast is er geen eenduidige waarde voor het kritisch chloridegehalte aan te geven, niet in het minst omdat de wapening aan de buitenzijde na verloop van relatief korte tijd door met water verzadigd beton wordt omgeven. Onder dergelijke omstandigheden waarbij amper zuurstof tot de wapening kan doordringen, bestaat er gewoonlijk geen gevaar voor wapeningscorrosie. In tunnelconstructies waar de wapening aan de binnenzijde is blootgesteld aan atmosferische condities kan echter zogeheten macrocelcorrosie optreden. Het gevolg is dat de wapening in met water verzadigd beton zich anodisch gedraagt ten opzichte van de binnenwapening en daardoor versneld zal worden aangetast.

In figuur 1 wordt de aanzienlijke invloed van het kritisch chloridegehalte op de corrosie-initiatietijd, t_i , getoond. Als referentiesituatie geldt dat voor $C_{crit} = 0.5\%$ een initiatietijd van $t_i = 100$ jr wordt bereikt.



Figuur 1. Invloed van het kritisch chloridegehalte op de berekende ontwerplevensduur (indicatieve situatie)

In tunnels moet tenslotte rekening worden gehouden met het feit dat:

- de mogelijkheden voor visuele inspecties en herstelwerkzaamheden beperkt zijn (toestemming met name bij tol- en treintunnels);
- destructief onderzoek met het oog op lekkage ongewenst is;
- grote delen van de constructie onzichtbaar en/of onbereikbaar zijn (grondzijde, tegels, brandwerende bekleding);
- schade grote gevolgen kan hebben voor het verkeer.

Gezien de vragen over de kwantificering van bepaalde invoerparameters en de beperkte mogelijkheden van inspecties en onderhoud wordt het interessant om sensoren in te bouwen die het gedrag van de constructie in de tijd kunnen volgen. Aan de in te bouwen sensoren moeten echter de nodige eisen worden gesteld:

- de sensoren moeten nuttige informatie opleveren die gebruikt kan worden voor beheer en onderhoud;
- de verkregen resultaten moeten bij voorkeur eenduidig te interpreteren zijn;
- de sensoren mogen niet leiden tot schade of lekkage;
- de sensoren en bekabeling moeten robuust en duurzaam zijn;

Om een goed beeld te krijgen van de conditie van de totale tunnelconstructie, moet een geschikt aantal sensoren worden gebruikt met een goede verdeling over representatieve lokaties. Hierbij moet echter opgemerkt worden dat er slechts beperkte ervaring is met de toepassing van sensoren in tunnels.

Met betrekking tot wapeningscorrosie is het met name van belang informatie te verkrijgen over het verloop in de tijd van de:

- chloride-indringing;
- ligging van het carbonatatiefront;
- elektrochemische conditie van de wapening;
- vochtverdeling in het beton

Toegepaste type sensoren

In de 4 genoemde tunnels zijn de volgende 4 typen sensoren toegepast:

- anodeladders (ingestort in de betonelementen van de 2^e Heinenoordtunnel, 2^e Beneluxtunnel en Groene Harttunnel)
- multiring-elektroden (ingestort in de elementen van de Groene Harttunnel en later ingebouwd in de elementen van de Westerscheldetunnel)
- rekstrookjes (bij schadeplekken in de Westerscheldetunnel)
- leksensoren (Westerscheldetunnel)

In dit document wordt alleen op de anodeladder gedetailleerder ingegaan.

Anodeleadder

Een anodeladder is bedoeld om vast te stellen op welk moment depassivering van staal op een bepaalde diepte in de betondekking optreedt. Daartoe is door de fa. Sorsotec een laddersysteem ontwikkeld, waarbij de 6 elektrisch van elkaar geïsoleerde treden wat betreft samenstelling en elektrochemisch gedrag vergelijkbaar zijn met wapeningsstaal, zie Figuur 2. De sensor is bovendien uitgerust met een hulpstaaf van roestvast staal of van geactiveerd titanium. De 6 treden bevinden zich, met vaste tussenafstand, op verschillende diepten van het expositie-oppervlak. De ladder wordt daarbij elektrisch geïsoleerd aan de wapening bevestigd. De hulpstaaf, voorzien van een stroomkabel, wordt op enige afstand van de ladder, eveneens elektrisch geïsoleerd van de wapening, geplaatst. Op regelmatige tijdstippen wordt nu een serie metingen uitgevoerd die de volgende informatie opleveren:

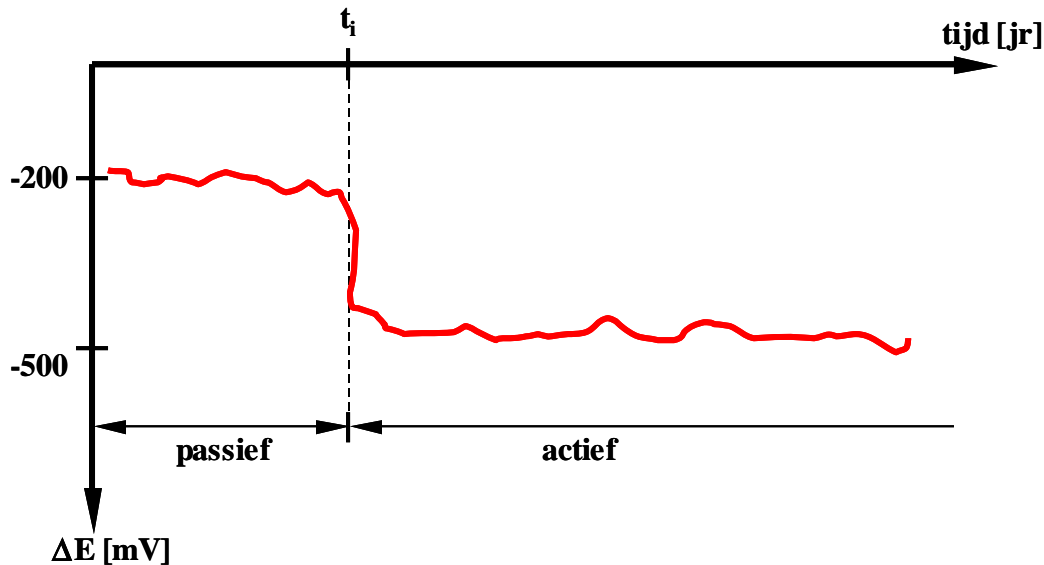
- het potentiaalverschil tussen iedere trede en de hulpstaaf;
- de elektrische weerstand van het beton tussen 2 opeenvolgende treden;
- de galvanische stroomsterkte (macrocelstroom) tussen de hulpstaaf en iedere trede.



Figuur 2. Ingebouwde anodeleadder klaar om ingestort te worden

Wanneer de chloride-indringing zover is gevorderd dat op de diepte van een bepaalde trede het kritisch chloridegehalte wordt bereikt, zal er een verandering optreden van een passieve naar een actieve conditie. Deze verandering manifesteert zich in een verlaging van de potentiaal (zie figuur 3) en een vermindering van de weerstand voor het in oplossing gaan van ijzerionen. De depassivering van een trede kan dus zowel worden gedetecteerd uit een plotselinge toename van het potentiaalverschil als uit een significante toename van de macrocelstroom.

Op deze manier kan worden vastgesteld op welk tijdstip het kritisch chloridegehalte op een bepaalde diepte wordt bereikt. Deze gegevens kunnen worden gebruikt om de aannames in de ontwerpberekening te verifiëren. Het is echter niet mogelijk om met deze meetmethode een betere inschatting te krijgen van het kritisch chloridegehalte.



Figuur 3. Ontwikkeling van de corrosiepotentiaal van wapeningsstaal in de tijd

Theoretische interpretatie van de meetgegevens van een anodeladder

In het ideale geval verloopt de indringing van chloride in de tijd volgens de ontwerpberekening. Wanneer daarbij wordt aangenomen dat voor iedere trede dezelfde waarde voor het kritisch chloridegehalte geldt, dan kan worden voorspeld wanneer depassivering van een trede zal optreden. Deze ideale situatie is geschetst in Figuur 4, waarbij de 6 treden zijn gepositioneerd op een diepte van respectievelijk 10, 16, 22, 28, 34 en 40mm. De echte wapening bevindt zich op een diepte van 50mm, en rekenkundig wordt het kritisch chloridegehalte $C_{crit} = 0.5\%$ daar na exact 100 jaar bereikt. Wanneer depassivering van minimaal 3 treden is geconstateerd, kan worden afgeleid wat het verwachte tijdstip is waarop op de diepte van de wapening de werkelijke waarde van C_{crit} zal worden bereikt. Deze voorspelling kan worden uitgevoerd door gebruik te maken van de vergelijking

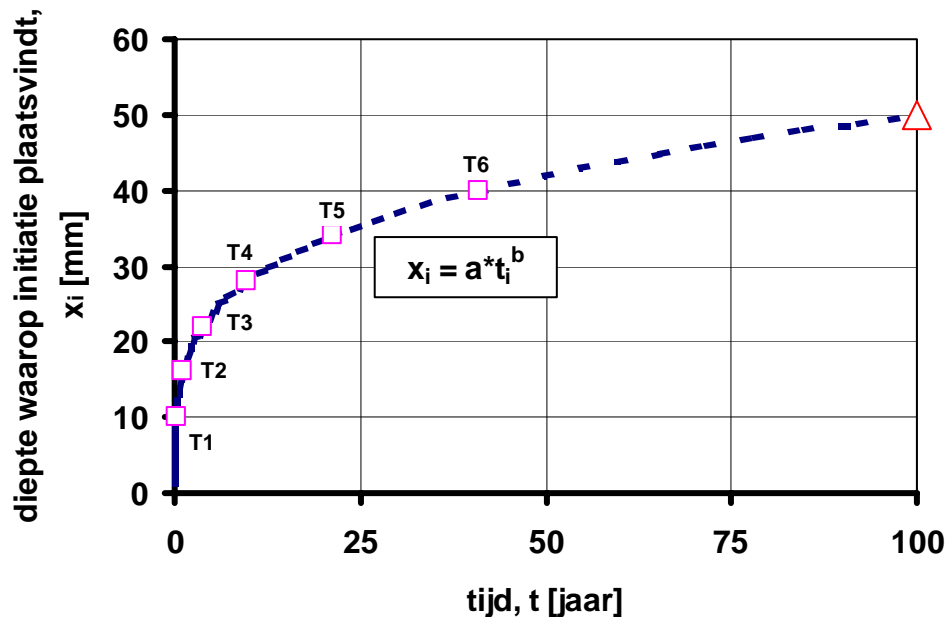
$$x_i = a \cdot t_i^b$$

Waarin:

x_i de diepte van trede i waarvan depassivering is gedetecteerd;

t_i het tijdstip waarop voor trede i depassivering is gedetecteerd.

De waarden van de coëfficiënten a en b kunnen uit de meetresultaten via regressieanalyse worden berekend. In het hier beschouwde geval geldt $a = 15.81$ en $b = 0.25$ (deze waarden gelden wanneer t_i in jaren en x_i in mm wordt opgegeven).



Figuur 4. Verloop van de initiatietijd voor corrosie als functie van de diepte van de treden van een anodeladder (ideale situatie)

Evaluatie van tot nu toe opgedane ervaring

In de genoemde tunnels wordt gemiddeld 2 maal per jaar een serie metingen uitgevoerd. Gezien de beperkte variaties in de expositie-omstandigheden en de trage indringing van chloride zou kunnen worden volstaan met één meting per jaar.

Bij de Groene Harttunnel is de toegankelijkheid om metingen uit te voeren een groot probleem. In de toekomst wordt dit een nog groter probleem. In januari 2007 zijn werkzaamheden uitgevoerd om de metingen volledig geautomatiseerd en draadloos uit te kunnen voeren. De automatisering voorziet ook in de mogelijkheid om de frequentie en de aard van de metingen naar behoefte te kunnen aanpassen.

Indien in een toekomstig project monitoring wordt overwogen is het verstandig om hierover in een vroeg stadium te overleggen. Bij de 2^e Heine Noord-, de 2^e Beneluxtunnel en de Westerscheldetunnel is pas in een zeer laat stadium toestemming verleend om te monitoren. Hierdoor was de mogelijkheid van inbouwen van sensoren beperkt of helemaal niet meer aanwezig.

De interpretatie van met name de stroomsterktemetingen bij de anodeladders is minder eenduidig dan oorspronkelijk werd aangenomen. Het lijkt verstandig om de aard van de metingen aan te passen en de treden continu met de hulpstaaf of met de wapening kort te sluiten. De gemeten stroomsterkten weerspiegelen dan echter stationaire waarden.

Monitoring van duurzaamheid staat wat betreft toepassing in tunnels nog in de kinderschoenen. In dat licht gezien moet dit project worden beschouwd als een pilot. De resultaten moeten te zijner tijd uitwijzen in welke mate monitoring een toegevoegde waarde heeft voor het beheer en onderhoud van tunnels.

CV

Dr. ir. Willy Peelen TNO Bouw en Ondergrond

Willy Peelen is natuurkundige, gepromoveerd op een elektrochemisch onderwerp aan de TU Delft. Hij trad in 2000 in dienst van TNO als projectleider en wetenschappelijk medewerker met als doel het verstrekken van de modelvorming rondom degradatieprocessen in bouwmaterialen, en met name corrosie.

Sinds 2000 verricht hij technisch onderzoek en zoekt praktische toepassingen van fysische modellen rondom corrosie en kathodische bescherming van beton, vocht- en warmte transport in beton en zwerfstroomcorrosie. Deze modellen worden veelal toegepast in multidisciplinaire tools voor levensduurbeschouwingen van constructies. Ook is hij betrokken bij onderzoek naar duurzaamheidsmonitorsystemen van beton en initieert hij onderzoek naar, en praktische toepassing van, on-line monitortechnieken in de bouw.

Delft Cluster Onderzoek monitoren duurzaamheid Groene Hart Tunnel

Inleiding

De duurzaamheid van een constructie wordt in het algemeen bepaald door zijn ontwerp, door de uitvoering en door het gebruik van de constructie. Om duurzame ontwerpen te realiseren zijn er methoden ontwikkeld gebaseerd op betrouwbaarheidstechnieken, waarin geschatte belasting van de constructie wordt vergeleken met zijn weerstand tegen die belastingen met behulp van degradatiemodellen. Duracrete [1] is een voorbeeld van een methode om de levensduur te berekenen. Zowel op het gebied van de modellen als ook van de invoerwaarden zijn deze modellen nog in ontwikkeling. Niettemin moet tegenwoordig in het ontwerp van belangrijke civiele constructies met deze methoden een ontwerplevensduur worden aangetoond. Uitkomst van zulke technieken is een gekwantificeerde betrouwbaarheid (kans op falen) van de constructie als functie van de tijd.

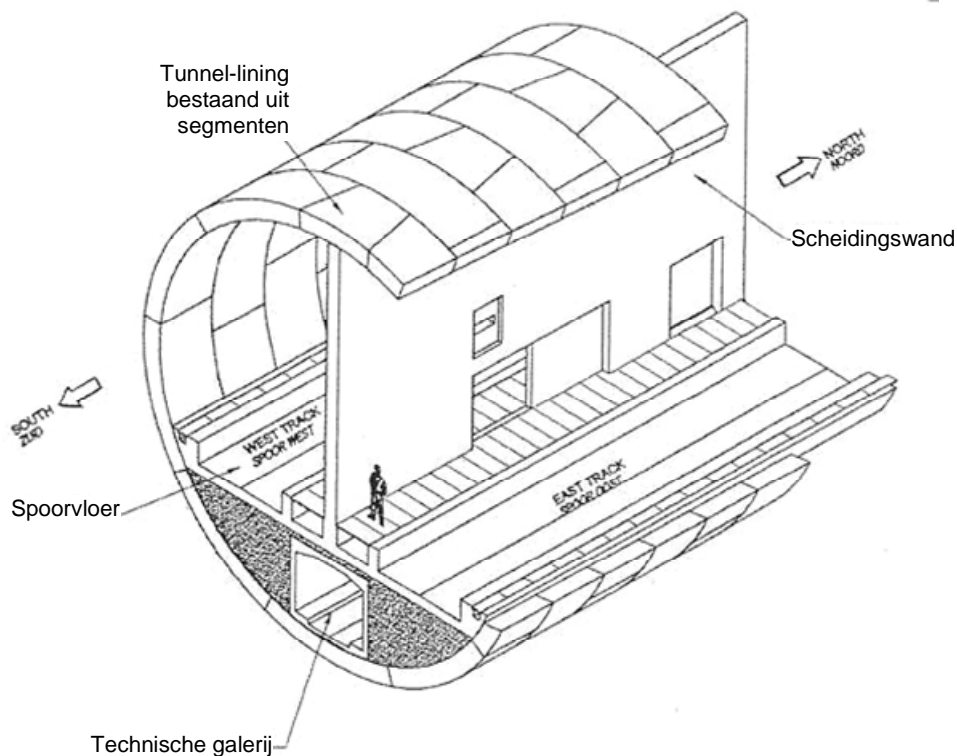
Een levensduurberekening in de ontwerpfase is noodzakelijkerwijs gebaseerd op algemene ervaringen, kennis en informatie uit het verleden en een beperkte hoeveelheid laboratorium proeven. Informatie specifiek voor de constructie is nauwelijks beschikbaar in de ontwerpfase, maar wel na uitvoering. Het spreekt voor zich dat het meten van de daadwerkelijke belastingen en weerstanden van de constructie na realisatie waardevolle informatie levert voor het verbeteren van levensduurontwerp technieken in het algemeen. Het is ook duidelijk dat met deze informatie de betrouwbaarheid van de constructie verkregen in de ontwerpfase kan worden bijgesteld. Deze informatie kan o.a. verkregen worden met monitorsystemen.

Het monitoren van relevante parameters met betrekking tot de levensduur van een betonconstructie is echter nog een relatief nieuw concept en daarom onderwerp van studie. Daarom is er binnen DelftCluster besloten tot het ontwerpen, installeren en bedrijven van een monitorsysteem in de betonen lining van de Groen Hart Tunnel (GHT), die met behulp van Duracrete ontworpen is. In dit artikel worden de eerste resultaten beschreven, die vooral gaan over het vertalen van de ruwe meetdata naar voor levensduurontwerp relevante parameters.

Het levensduurontwerp van de Groene Hart Tunnel

De GHT is een geboorde tunnel bestaand uit een enkele buis waarvan de binnendiameter 14m bedraagt en een lengte heeft van 8,6 km (Figuur 1). De lining van de tunnel is opgebouwd uit ringen die elk weer uit 10 segmenten bestaan. De klant, Project Organisatie HSL-Zuid, vereiste een technische levensduur van 100 jaar, welke diende te worden aangetoond door middel van een kwantitatieve levensduurberekening. De levensduur van de prefab elementen is berekend met behulp van Duracrete, zie lezing Rob Polder.

De voor de lining relevante degradatiemodellen zijn bepaald op carbonatatie corrosie van de binnenwapening en chloride geïnduceerde corrosie van de buitenwapening. Uitgangspunt voor het levensduurontwerp is dat het grondwater net zo zout zou kunnen worden als zeewater (20g chloride/l). Als betrouwbaarheidsindices zijn voor de bruikbaarheids grenstoestand (BGT) $\beta=1,8$ en voor de uiterste grenstoestand (UGT) $\beta=3,8$ gekozen.



Figuur 1. Impressie van de Groene Hart Tunnel

Monitorsysteem

Gebaseerd op dit ontwerp is een monitorsysteem aangebracht dat de carbonatatie van de binnenkant van de lining volgt en de chloride indringing in de buitenkant van de lining. Daartoe zijn twee typen sensoren aangebracht, waarvan één type is de zogenaamde Multi Ring Electrode (MRE) waarmee indirect carbonatatieprofielen kunnen worden gemeten. Daartoe wordt een elektrische weerstandsprofiel gemeten die voornamelijk afhangt van het vochtgehalte in het beton en de carbonatatiegraad. Deze worden hier verder niet besproken.

Daarnaast zijn zogenaamde Anode Ladders geïnstalleerd waarmee indirect het chloride indringprofiel kan worden gemeten. Daartoe worden een serie staalstaafjes, vanaf nu (ladder)traden genoemd, met oplopende dekking in de buitenkant van de beton lining aangebracht van ongeveer 10, 20, 30, 40, 50 of 60 mm. Meting van de elektrische potentiaal en de zogenaamde galvanische stroomsterkte na kortsluiting met de wapening, is een maat voor de corrosietoestand van de treden en indirect dus ook van het chloridegehalte rondom de trede. De gebruikte sensoren zijn beide afkomstig van S+R Sortotec. In twee van de tunnelringen zijn sensoren aangebracht. In één ring zitten 20 MRE's ingebouwd, met name aan de binnenkant. In een tweede ring werden 9 elementen uitgerust met een AL aan de buitenkant en een MRE aan de binnenkant. Daarnaast werden ten behoeve van onderzoek ook een MRE en een AL in een los element geplaatst dat niet in de tunnel ingebouwd is, maar dat beproefd kan worden onder laboratorium omstandigheden. Dit laboratorium element wordt vanaf nu dummy genoemd.

De AL sensoren zijn al langer op de markt voor bijvoorbeeld brugdekken en Sortotec geeft dan ook drempelwaarden voor corrosie initiatie. Sortotec stelt dat er sprake is van corrosie indien er een potentiaalverschil gemeten wordt van meer dan 100mV en de galvanische stroom groter is dan 15µA (deze waarde komt overeen met een stroomdichtheid van 10mA/m²). Toepassing in tunnels in water verzadigd beton is relatief nieuw, wellicht gelden hier andere drempelwaarden.

Testprogramma

De tunnelelementen zijn gefabriceerd en geïnstalleerd in 2003. Vervolgens zijn er tot februari 2006 periodiek metingen uitgevoerd aan de ingebedde sensoren in de tunnel. Op de Dummy is in 2004 'boven' de AL een waterbak aangebracht (figuur 2). Gedurende 182 dagen is deze bak gevuld met een chloride oplossing van 20g/l. Tijdens de belasting is regelmatig de weerstand, het potentiaal verschil en de galvanische stroom gemeten. Na deze test is de bak verwijderd en zijn vervolgens kernen geboord uit het belaste beton om de chloride-indringing te bepalen. In 2006 is de bak opnieuw aangebracht om de reactie van de AL in een aantal extreme gevallen te kunnen beschouwen. Eerst zijn metingen gedaan aan het onbelaste beton, waarmee onbelast wordt bedoeld dat het element voor meer dan een jaar stond blootgesteld aan de open lucht. Vervolgens is er 35 dagen met leidingwater belast. Hierna is het leidingwater vervangen door een verzadigde zoutoplossing. Tijdens beide belastingssituaties zijn regelmatig de weerstand, het potentiaalverschil en de galvanische stroom gemeten.



Figuur 2: Vullen van de bak aangebracht op de Dummy

Resultaten metingen in de GHT

In tabel 1 zijn de in de tunnel gemeten potentiaalverschillen en de stroomsterktes weergegeven per element (9 totaal). Alhoewel de waarden per element erg verschillen is te zien dat zowel het potentiaalverschil als de stroomsterkte toeneemt in de tijd. Daarnaast worden de drempelwaarden die aangegeven zijn door Sensortec voor corrosie initiatie ruimschoots overschreden. Het gemiddelde gemeten potentiaalverschil is -290 mV en de gemiddelde stroomsterkte is 47 mA/m². In werkelijkheid is het erg onwaarschijnlijk is dat na zo'n korte tijd al wapeningscorrosie optreedt in de tunnel. Dit was een reden om de resultaten van het onderzoek aan de dummy uitgebreid te beschouwen.

Tabel 1. Samenvatting of de data gemeten in de Groene Hart Tunnel gedurende 1 jaar; a±b betekent gemiddelde ± standaard deviatie; *verdachte resultaten

Date	03-02-2005	16-09-2005	03-02-2006	03-02-2005	16-09-2005	03-02-2006
	Potential difference step - reinforcement			Galvanic current step - reinforcement		
Element	mV	mV	mV	mA/m ²	mA/m ²	mA/m ²
AL01	60 ± 10	-3±30	-100±40	25 ± 6	37±9	0±10
AL02	40 ±10	17±5	-330±5	13 ± 6	22±8	-80±10
AL03	30 ± 10	-10±20	-330±30	13 ± 6	20±10	0±5
AL04	-80 ± 80	-400±90	-390±80	-20 ± 25	-30±40	-90±20
AL05	-60 ± 80	-120±20	40±200 *	-25 ± 30	-40±40	6±40 *
AL06	-200 ± 60	-480±80	-420±80	-30 ± 13	-55±15	-70±30
AL07	-110 ±20	-275±40	-250±20	-30 ± 13	-50±22	-50±20
AL08	-150 ± 80	-500±70	-440±90	-40 ± 25	-55±40	-70±20
AL09	-110 ± 20	-210±50	-410±80	-30 ± 13	-48±22	-70±20
mean			-290± 40			-47±13

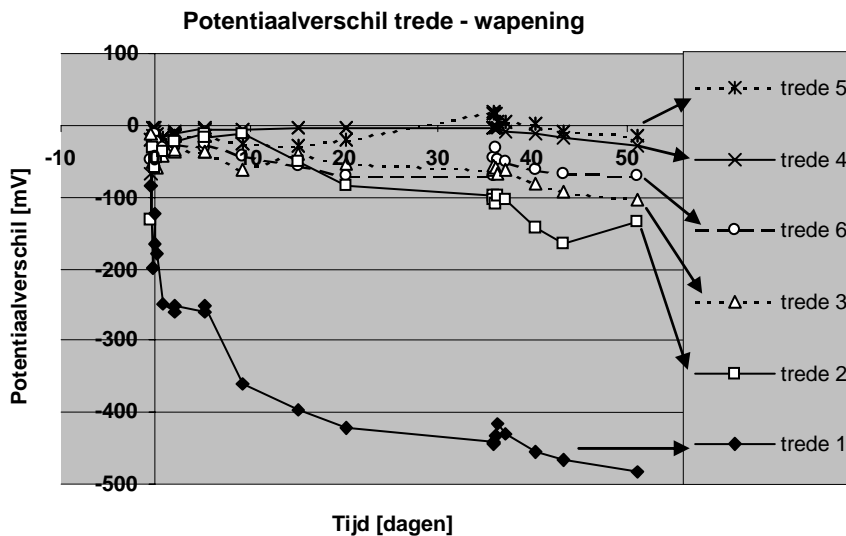
Resultaten metingen dummy element

De gemeten potentiaalverschillen en stroomsterktes in 2006 zijn gepresenteerd in figuur 3 en figuur 4. De metingen waarbij het beton is blootgesteld aan beschut buitenmilieu (zonder bak) tonen waarden waarbij de drempelwaarden voor corrosie initiatie gesteld door Sortotec voor de eerste trede (10 mm dekking) worden overschreden. Dit is consistent met het meetprogramma uitgevoerd in 2004 waarbij chloride geïnduceerde corrosie van deze trede wordt opgewekt door belasting met een 20 gr/l Cl⁻ oplossing. De belasting met al of niet chloridehoudend water zorgt voor potentiaalverschillen van de verschillende treden groter dan 100 mV. Echter enkel voor de trede met de minste dekking worden ook sterk verhoogde galvanische stroomdichtheden gemeten, die de conventionele drempelwaarde overschrijden.

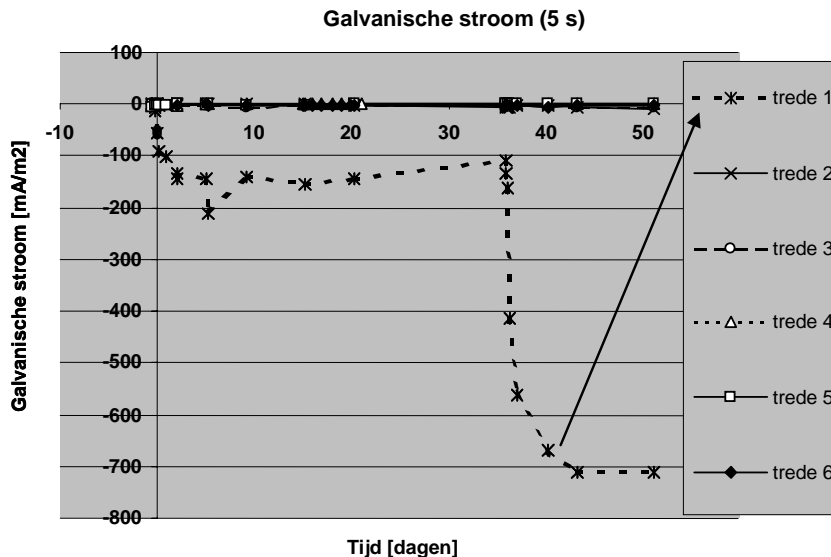
In waterverzadigd beton kan de staalpotentiaal dalen tot waarden van -800mV zonder dat corrosie optreedt [2,3]. In dit geval is er namelijk onvoldoende zuurstof beschikbaar om de passiveringslaag rond het staal in stand te houden, er is sprake van imperfecte passivering.

Het is ook mogelijk dat het gebruikte hoogovencement invloed heeft op het potentiaalverschil. In hoogovencement zijn gereduceerde stoffen aanwezig zoals sulfiden en Mangaan verbindingen met een lage valentie. Deze kunnen in een zuurstofarme omgeving door oxidatie een negatieve potentiaal veroorzaken zonder dat er sprake is van corrosieprocessen [4]. Deze oxidatiereacties kunnen ook invloed hebben op de gemeten galvanische stroomsterkte.

Er is nog een reden die het potentiaalverschil minder geschikt maakt als meetwaarde. In de praktijk is wapening aan de buitenkant van de constructie verbonden met wapening aan de binnenkant van de constructie. De totale wapeningskooi zal een potentiaalwaarde aannemen die ergens tussen beide waarden inligt.



Figuur 3: Potentiaalverschil tussen de treden en de wapening belast met leidingwater (0-35 dagen) en verzadigde zoutoplossing (36-52 dagen)



Figuur 4: Galvanische stroom gemeten 5 seconden na kortsluiten van de trede en de wapening bij belasting met leidingwater (0-35 dagen) en verzadigde zoutoplossing (36-52 dagen)

Modelleringen van deze situatie geven aan dat in een zuurstofarme omgeving de potentiaalwaarden van zowel corroderend als niet corroderend staal erg negatief worden [5]. Het gemeten potentiaalverschil tussen corroderend en niet corroderend staal is daarbij dermate klein dat op basis hiervan nauwelijks onderscheid gemaakt kan worden tussen beide.

Uit het voorgaande kan worden geconcludeerd dat bij betonconstructies in een zuurstof-arme omgeving (onder water) het potentiaalverschil geen goede indicator is om onderscheid te maken tussen actieve corrosie en passivering. De galvanische stroom lijkt echter wel een goede indicator voor het optreden van actieve corrosie. Echter de door Sontec voorgestelde drempelwaarde van 10mA/m^2 is te laag. Op basis van de metingen uitgevoerd binnen dit onderzoek, met name die aan de trede met 10 mm dekking, lijkt 200mA/m^2 een betere drempelwaarde. Deze waarde geldt op 5 seconden na het kortsluiten en is dus geen werkelijke waarde voor de corrosiesnelheid. De grootte van de stroom indien de wapening continu kortgesloten is zal veel lager liggen. Verder onderzoek moet uitwijzen hoe groot deze stroom in werkelijkheid is. Er dient wel te worden opgemerkt dat de genoemde drempelwaarde alleen geldt voor hoogovencement, aangezien een gedeelte van de gemeten galvanische stroom wellicht afkomstig is van de oxidatiereacties in het zuurstofarme beton. Uiteraard is het met vergelijkbare testen mogelijk om de drempelwaarde voor galvanische stroom te bepalen voor ondergrondse constructies gebouwd met Portland cement.

Vervolg

Voor het vervolgdeel van het DelftCluster onderzoek is er nu voldoende informatie beschikbaar om de levensduurberekening van de tunnel te kunnen updaten. Ook is een stuk destructief onderzoek (chloride profielen) gepland van het AL dummy elementen. In opdracht van de Bouwdienst is het monitorsysteem geautomatiseerd om continu metingen te kunnen doen als straks de treinen rijden. Dit systeem is interactief wat betekent dat binnen de grenzen van de automatiseringshardware wijzigingen in de metingen (o.a. frequentie) kunnen worden uitgevoerd. Tot slot worden deze resultaten meegenomen in de Kennisgroep Monitor Betonconstructies opgericht door de Bouwdienst.

Conclusies

Er zijn met behulp van sensoren metingen uitgevoerd in de Groene Hart Tunnel om inzicht te krijgen in het moment van corrosie-initiatie van de wapening. De criteria meegeleverd met de sensoren gaven onrealistische resultaten voor corrosie-initiatie. Met behulp van metingen uitgevoerd op de het dummy element zijn de corrosiecriteria van de sensoren aangepast voor ondergrondse constructies. Hierdoor is een relatie gelegd tussen meetbare waarden in de Groene Hart Tunnel en de werkelijke conditie van de wapening.

Referenties

- [1] DuraCrete, DuraCrete Final Technical Report R17, Document BE95-1347/R17, The European Union – Brite EuRam III, DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, CUR, Gouda, 2000.
- [2] Arup, H., The mechanism of the protection of steel by concrete, Proc. Corrosion of Reinforcement in Concrete, ed. A.P.Crane, Society of Chemical Industry, 1983, pp 151-157.
- [3] Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Polder, R.B., Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, ISBN 3-527-30800-8, 2004, pp 392.
- [4] Peelen, W.H.A., Polder, R.B., Durability assessment of the concrete sheet piling for the new Dutch heavy-duty 'De Betuweroute' railway line, Corrosion Prevention & Control, March, 2004, pp 11-16.
- [5] Redaelli, E., Bertolini, L., Peelen, W., Polder, R., FEM-models for the propagation of chloride induced reinforcement corrosion, Materials and Corrosion, 2006, Vol. 57, (8), pp 628-635.

CV

Dr. ir. Mario de Rooij
TNO Bouw en Ondergrond
TU Delft, Civiele Techniek

Dr.ir. M.R. de Rooij is werkzaam bij TNO Bouw en Ondergrond als specialist in restlevensduur analyses en degradatiemechanismen van betonnen constructies.

Verder is hij werkzaam als universitair docent aan de T.U. Delft, waar hij doceert en onderzoek verricht naar verwerkbaarheid en opbouw van de microstructuur van cementgebonden materialen.

Validatie van duurzaamheid van ter plaatse gestort beton in de Groene Hart Tunnel

M.R. de Rooij^{1,2} en R.B. Polder²

¹⁾ T.U. Delft, Civiele Techniek, Microlab

²⁾ TNO Bouw en Ondergrond, Constructies en Veiligheid

Inleiding

Met het afronden van het Europese DuraCrete project [1] kwam er een praktische methodologie beschikbaar voor het concept van ontwerpen op betrouwbaarheid gedurende de levensduur, waarvoor de fundamentele teruggaan naar de jaren tachtig [2]. Inmiddels internationaal geaccepteerd [3] wordt de methodologie in toenemende mate gebruikt bij het ontwerpen van belangrijke infrastructurele werken voor een lange levensduur. Kernwoord hierbij is: het ontwerpen.

Bij het ontwerpen wordt uitgegaan van eigenschappen van beton dat onder (ideale) laboratorium omstandigheden is gemaakt en beproefd. Door deze eigenschappen in te voeren in modellen die de degradatie van beton voorspellen als functie van de tijd, kan gecontroleerd worden of het gekozen beton aan het einde van de gewenste levensduur nog voldoende reserve zou moeten bezitten. Lukt dit niet, dan moet het ontwerp worden aangepast.

In de praktijk wordt de duurzaamheid van beton niet op papier, maar buiten tijdens de uitvoering bepaald. Er zou dus ook tijdens de uitvoering moeten worden getest of de (op papier) gevraagde duurzaamheid ook daadwerkelijk gehaald wordt. Echter, de testen waarmee de duurzaamheid in de ontwerpfase bepaald wordt, zoals bijvoorbeeld de RCM-test, zijn tijdens de uitvoeringsfase veel te langzaam en te duur. Er zijn daarom voor de uitvoeringsfase goedkopere, snellere en liefst niet destructieve testen nodig om de duurzaamheid te controleren.

Dit verhaal gaat over een validatiestudie van een niet-destructieve methode om productiecontrole uit te voeren op duurzaamheid.

Levensduurontwerpen Groene Hart Tunnel

Eerst een misverstand uit de weg ruimen: een levensduur van 100 jaar, wat betekent dat nou? Welnu, zoals hier gesteld, betekent het hoegenaamd niets! Het enig wat uit dit soort levensduureisen afgeleid kan worden is dat het kennelijk gaat om een periode van 100 jaar. Maar wat de constructie nu precies moet kunnen is niet gegeven. En dat is nu precies waar heel veel beginnende ontwerpers en aannemers zich in verslikken: er ligt geen eis! Of anders gezegd: er staat niet wat de constructie na 100 jaar nog moet kunnen. Pas als dit bekend is, dan kan ergens naartoe ontworpen worden.

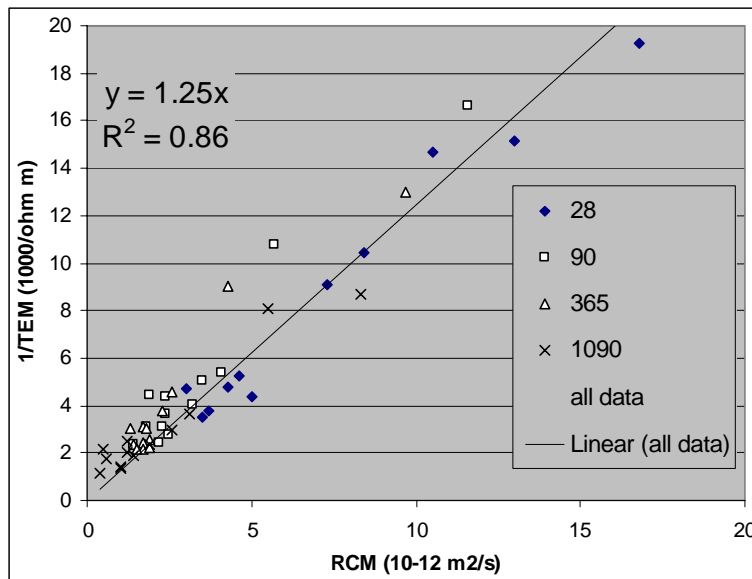
Bij de Groene Hart Tunnel is dit gelukkig wel op de juiste manier gedefinieerd. Alle bekende degradatiemechanismen zijn beschouwd, inclusief ASR, carbonatatie en chloride geïnitieerde corrosie. Blootstelling aan chloride was gebaseerd op zeewatermilieu, in aanmerking nemend lekkage van grondwater, dat nu nog brak is, maar in de toekomst veel zouter zou kunnen zijn.

Uit de analyse van de degradatiemechanismen volgde een aantal specifieke toetsbare eisen aan de constructie: maximum chloride diffusie mocht $5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ zijn, gemeten volgens de RCM-methode [4] op een leeftijd van 28 dagen. Verder een minimale dekking op de wapening van 45 mm (35 mm in de kerbs; 50 mm indien het beton niet meer te inspecteren is), gemaakt met hoogovencement met een hoog slak gehalte, CEM III/B.

Op basis van deze toetsbare eisen konden vervolgens proefmengsels worden gemaakt die getoetst konden worden. De aannemer Bouygues-Koop (B/K) heeft TNO gevraagd om assistentie te verlenen bij het vinden van geschikte mengsels. Verschillende mengsels zijn getest op 28 dagen ouderdom voor hun RCM-waarde. Daarbij zijn een aantal betonmengsels gevonden die een RCM-waarde hadden met waarden tussen 3 en 4 *

$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. De uiteindelijke mengsels zijn gebaseerd op 360 – 400 kg CEM III/B LH HS per kubieke meter beton, en een water/cement factor van 0,44 en een maximale toeslagkorrel van 32 mm.

Hoewel voor de gekozen mengsels in het voortraject was aangetoond dat ze een RCM-waarde hadden die lager lag dan de maximaal toegestane RCM-waarde, moest de productie zodanig ingericht en gecontroleerd worden, dat ook tijdens de productie de gewenste kwaliteit continue gewaarborgd bleef. Gebaseerd op een algemene correlatie tussen weerstand en chloridetransport in beton [1, 5] stelde B/K voor om de dagproductie kwaliteit van beton met betrekking tot de duurzaamheid te meten via de elektrische weerstand met een methode die bekend staat als de Twee Elektroden Methode [1, 6].



Figuur 1. Algemene correlatie tussen de inverse TEM waarde en de chloridediffusie gemeten met RCM voor verschillende bindermaterialen op verschillende ouderdommen, zoals gemeten bij TNO.

De algemene correlatie tussen TEM en RCM-waarden is weergegeven in figuur 1. Verschillende bronnen in de literatuur laten eenzelfde correlatie zien [1, 7]. Via deze correlatie is een minimale waarde voor TEM afgeleid, die overeenkomt met een maximale waarde voor RCM. Bij deze correlatiewaarde is ook de variantiecoëfficiënt in de TEM resultaten meegenomen: bij een hogere variantiecoëfficiënt moest een hogere minimale waarde voor TEM behaald worden. Met andere woorden, het produceren van een hoge constante kwaliteit van beton werd beloond door een lagere minimale TEM waarde.

Testen en meten

In de periode van 2000 tot 2004 is een hoeveelheid van 30.000 tot 40.000 m^3 ter plaatse gestort beton geproduceerd in twee eigen mengcentrales, gedurende ongeveer 1000 productiedagen. Over deze periode is de kwaliteit gecontroleerd op duurzaamheid met de TEM methode. Projectbureau HSL-Zuid en de kwaliteitsauditor, C.S.O. Adviesbureau, hebben TNO gevraagd om de TEM productiecontrole achteraf te valideren via steekproeven uit het ter plaatse gestorte betonwerk. In een testprogramma zijn uiteindelijk acht testgebieden uitgekozen voor dit validatieonderzoek. Deze gebieden zijn benoemd in tabel 1.

Tabel 1. Testgebieden voor validatiemetingen

Testgebied	Object	Type
1	South Ramp	Middenwand
2	South Cut & Cover	Middenwand
3	South Technical Building	Kelderwand AC
4	Schacht Bent	Level +1, Oostwand P
5	Tunnel N11	Oost binnen Kerb
6	Schacht Achthoven	Level +0 Wand C
7	North Cut & Cover	Oostwand
8	North Open Ramp	Vloer

In elk testgebied is dekking op de wapening bepaald met een Hilti Ferrosan FS10. Verder zijn er kernen genomen om druksterkte proeven te kunnen uitvoeren volgens NEN-EN 12390-3, alsmede voor de bepaling van de RCM-waarde. Per testgebied zijn 6 proefstukken op druksterkte belast en 12 proefstukken gebruikt voor RCM metingen. De bepaalde RCM-waarden zijn teruggerekend naar een 28 daagse waarde door gebruik te maken van het DuraCrete tijdsafhankelijke model voor diffusie. B/K heeft van de gekozen testgebieden de dagproductierapporten geleverd, met daarin onder andere de gemeten 28 daagse TEM en druksterktewaarden.

Resultaten

In tabellen 2 tot en met 4 zijn de resultaten van de metingen weergegeven. In tabel 2 is een samenvatting gegeven van de dekkingsmetingen. In tabel 3 staan de gemiddelde en standaard deviaties van de RCM testen per testgebied weergegeven. En tenslotte in tabel 4 zijn de opgegeven waarden van de TEM metingen uit de productiecontrole van de dagproducties van de onderzochte testgebieden.

Tabel 2. Dekkingsmetingen in acht testgebieden.

Test gebied	Object	Gemiddelde (mm)	Standaard deviatie (mm)	Minimum (mm)
1	South Ramp/ Middenwand	48	16	5 *
2a	South Cut & Cover/	67	5	57
2b	Middenwand	59	9	42 @
3a	South Technical Building	57	4	47
3b	/Wand	61	7	46
4a	Shaft Bent /Wand	45	7	32 \$
4b		71	11	52
5	Tunnel N11 /Kerb	49	9	36
6a	Schacht Achthoven /Wand	45	12	25 #
6b		76	9	52
7	North Cut & Cover /Wand	81	8	66
8a	North Open Ramp /Vloer	69	9	49
8b		70	5	58

* 19 staven < 45 mm op een totaal van 63 gemeten staven (4 < 15 mm)

@ een staaf < 45 mm

\$ 2 staven < 35 mm, 16 < 45 mm, van de 34 in TA 4a

5 staven < 30 mm, 16 < 45, van de 32 staven in TA 6a

Tabel 3. Gemiddelde en standaarddeviaties voor RCM waarden bepaald op proefstukken uit de kernen; per test gebied 12 proefstukken, genomen op een diepte van 50 – 200 mm.

Test gebied	RCM, gemiddeld (* 10 ⁻¹² m ² /s)	RCM, standaard deviatie (* 10 ⁻¹² m ² /s)	Ouderdom (jaar)
1	2.00	0.86	1.17
2	2.73	1.54	1.00
3	2.76	1.17	1.25
4	2.01	0.86	1.17
5	1.82	0.65	1.75
6	1.20	0.56	2.08
7	1.29	0.54	3.25
8	1.27	0.34	1.50

Tabel 4. TEM resultaten op 28 dagen gemeten tijdens productie van de testgebieden.

Test gebied	Betoncode	TEM resultaten (Ω.m)										μ _{TEM} (Ω.m)	σ _{TEM} (Ω.m)
1	B35 IS 5D	376	355									366	15
2	B35 IS 5D	375	381	414	414	410	422					403	20
3	B35 IS 5D	279	285									282	4
4	B35 IS 5D	348	373	340	340							350	16
5	B35 IS 5E	478	443									461	25
6	B35 IS 5D	266	283									275	12
7	B35IS Ramp	327	339	366	352	395	364	366	351			358	20
8	B35 IS 5D	351	323	317	324	332	357	313	313	312	308	325	17

Discussie

Op de uitkomsten van de dekkingsmetingen wordt in dit verhaal niet in detail ingegaan. Duidelijk is geworden dat niet automatisch kan worden aangenomen dat de wapening altijd op de minimaal voorgeschreven dekking ligt. Met probabilistische berekeningen is voor de hier geconstateerde situaties aangetoond, dat een dekking van 20 mm voldoende is om een een levensduur van 100 jaar te bereiken, als chloride als degradatiemechanisme kan worden uitgesloten.

Grootste uitdaging in het project lag in de validatie van een 28 daagse RCM waarde gemeten aan proefstukken op een ouderdom variërend tussen 1 en 3 jaar. Hiervoor is gebruik gemaakt van een tijdafhankelijk model voor de diffusie dat is voorgesteld in DuraCrete [1]:

$$D(t) = D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \quad (1)$$

waarin $D(t)$ is de RCM-waarde op tijdstip t , D_0 is de RCM-waarde op 28 dagen, t_0 is 28 dagen, t is de ouderdom van het beton en n is een verouderingsexponent ($0 < n < 1$).

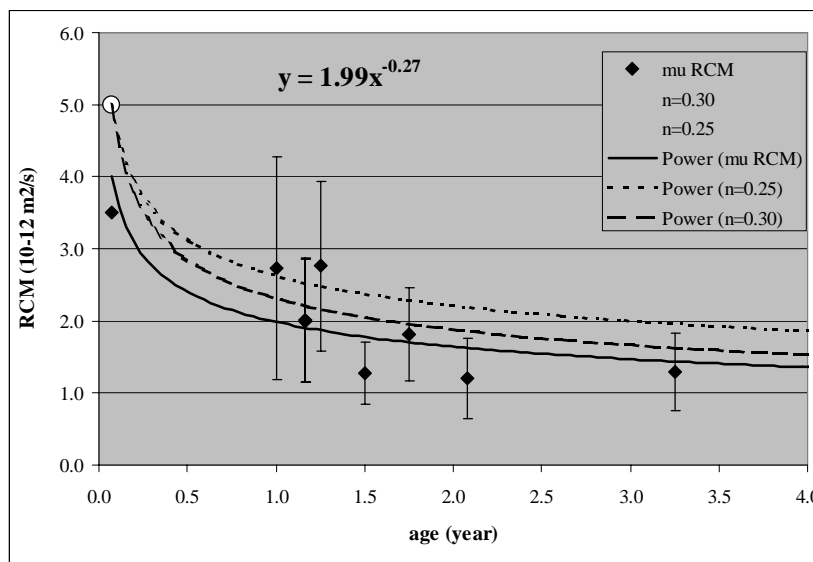
In het kort is de gebruikte procedure als volgt. Uitgaande van de gemeten RCM-waarde wordt teruggerekend naar een D_0 waarde. Om dit te kunnen doen is een waarde voor de verouderingscoëfficiënt noodzakelijk. Deze n -waarde is in het verleden door diverse onderzoekers langs twee wegen bepaald.

Eenzijds door gebruik te maken van chlorideprofielen, waarlangs de tweede wet van Fick wordt gelegd en via fitten een D -waarde kan worden verkregen. Bij verschillende tijdstippen volgt dan uit de helling de

waarde van n . Gevonden waarden voor n voor hoogovercement liggen dan volgens DuraCrete [1] rond 0,6 (voor spatzone) en 0,85 (voor atmosferische condities). Meer recent onderzoek geeft langs dezelfde weg waarden van 0,45 voor marine milieu [8, 9].

De andere weg is daadwerkelijk gebruik maken van RCM metingen aan bijvoorbeeld langdurig onder water bewaarde proefstukken. RCM-waarden op een ouderdom van 3 jaar laten dan waarden zien van $n=0,38$ [10]. Ook kunnen RCM metingen gedaan worden aan oudere constructies. Opnieuw door op verschillende tijdstippen te meten kan een n -waarde worden afgeleid. Voor proefstukken uit constructies rond 20 jaar oud volgen dan waarden van $n=0,23$. Van de proefmengsels van B/K voor de Groene Hart Tunnel, zijn ook RCM-waarden voor langere periode bekend. Voor proefstukken tot een jaar oud, bewaard onder water, worden dan waarden gevonden voor $n=0,26$.

Samenvattend betekende dit dat de te gebruiken waarde voor n waarschijnlijk tussen 0,25 en 0,30 gekozen moest worden. In figuur 2 zijn de resultaten getoond van de analyses. Hierbij zijn alle mengsels voor alle testgebieden gezien als een homogene groep wat betreft chloridediffusie. De beste fit door de gemeten RCM data wordt gekregen met een n -waarde van $n=0,27$. Dit leidt dan tot een 28-daagse waarde van $D_0 = 3,5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.



Figuur 2. RCM resultaten: gemiddelde waarden uit 12 metingen (dichte symbolen), standaardvariaties aangegeven met verticale foutenbalken. Doorgetrokken lijn is beste fit. Grote witte cirkel op 28 dagen is gespecificeerde maximale grenswaarde; zwarte diamant symbool hieronder is geëxtrapoleerde waarden (naar 28 dagen) van beste fit lijn.

Uit figuur 2 blijkt verder dat de gevonden beste fit van $D_0 = 3,5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ met $n=0,27$ onder de lijnen ligt van $D_0 = 5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ met $n=0,25$ en $n=0,30$. Daarmee voldoet de geproduceerde ter plaatse gestorte beton dus aan de gestelde 28-daagse eis van maximaal $D_0 = 5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ en is het mogelijk gebleken dit achteraf te valideren.

Had dit nu ook uit de TEM waarden van de dagproductie kunnen worden afgeleid? Nee, niet direct. Door de constante kwaliteit van het beton was er een lage variatie in de gemeten TEM waarde, hetgeen zich vertaalde in een lage grens voor de elektrische weerstand van het beton. In dit specifieke geval van de Groene Hart Tunnel lag deze minimale grens op 260 Ωm . Uit de dagproductierapporten van B/K blijkt dat de gemiddelde weerstand in alle gevallen hoger was dan deze waarde, met een laagste gemiddelde waarde

van 275 Ωm (zie tabel 4). Doordat deze boven de weestandeis lag die gesteld was, kon de validatie wel met vertrouwen worden tegemoet gezien.

Conclusies

Uit het onderzoek is naar voren gekomen dat de (papieren) eisen van een levensduur van 100 jaar te bereiken, niet vanzelfsprekend gehaald worden. Een goed voorbeeld hiervan is de minimaal geëiste dekkingen. Hoewel de eis duidelijk is en de uitvoering uitermate secuur zou zijn uitgevoerd op dit punt, blijkt achteraf toch dat de dekking niet helemaal aan het verwachtingspatroon voldoet. Gelukkig is de dekking in het geval van de Groene Hart Tunnel wel van dermate niveau dat de levensduureis van 100 jaar voor de betonnen constructie nog gehaald kan worden.

Het voorbeeld van de dekkingen geeft wel aan dat er gecontroleerd moet worden, liefst tijdens productie. Voor de duurzaamheid is dit gebeurd met de TEM methode. Deze indirecte methode blijkt een goede en snelle controle om de kwaliteit van de duurzaamheid in de gaten te houden. Volgens de TEM controle metingen zou het beton allemaal aan de RCM chloride diffusie eis van maximaal $5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ op 28 dagen moeten kunnen voldoen.

In dit onderzoek is dit achteraf gecontroleerd door RCM proeven uit te voeren op boorkernen uit de Groene Hart constructie, variërend in ouderdom van 1 tot 3 jaar. Uit de proeven kon teruggedeneerd worden dat de 28 daagse RCM waarde $3,5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ zou zijn geweest voor het geproduceerde beton. Daarmee voldoet het ruimschoots aan de maximale eis van $5 * 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Bovendien is aangetoond dat B/K in dit geval terecht heeft vertrouwd op de uitkomsten van de TEM metingen tijdens productie als duurzaamheidskwaliteitscontrole.

Referenties

- [1] DuraCrete (2000) 'DuraCrete Final Technical Report R17', Document BE95-1347/R17, The European Union – Brite EuRam III, DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, CUR, Gouda
- [2] Siemes, T., Vrouwenvelder, T., Beukel, A. van den (1985) 'Durability of buildings: a reliability analysis', HERON, Vol. 30, No. 3, pp. 2-48
- [3] fib (2006) 'Model Code for Service Life Design', Task Group 5.6, fib Bulletin 34
- [4] NT Build 492 (1999) 'Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady migration coefficient'
- [5] Polder, R.B. (1997) 'Chloride diffusion and resistivity testing of five concrete mixes for marine environment', Proceedings of RILEM. International Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St-Remy-les-Chevresuses, October 15-18, 1995, Eds. L.-O. Nilsson, P. Ollivier, RILEM, pp. 225-233
- [6] Polder, R.B. (2001) 'Test methods for on site measurement of resistivity of concrete - A RILEM TC-154 Technical Recommendation', Construction and Building Materials, Vol. 15, No. 2-3, pp. 125-132
- [7] Gehlen, C. (2000) 'Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken', Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Vol. 510, Berlin.
- [8] Polder, R.B., Rooij, M.R. de (2005) 'Durability of marine concrete structures – field investigations and modelling', HERON, Vol. 50, No. 3, pp. 133-143
- [9] Rooij, M.R. de, Polder, R.B. (2005a) 'Durability of marine concrete structures', CUR report 215, (in Dutch)
- [10] Visser, J. H.M., Polder, R.B. (2006) 'Concrete Binder Performance Evaluation in Service Life Design', ConcreteLife'06 - International RILEM-JCI Seminar on Concrete Durability and Service Life Planning: Curing, Crack Control, Performance in Harsh Environments, 14 - 16 March 2006, Dead Sea, Israel

CV

Dr. ir. Adri Vervuurt TNO Bouw en Ondergrond

Dr.ir. A.H.J.M. Vervuurt (08/05/1967) is afgestudeerd civiel ingenieur en gepromoveerd aan de Technische Universiteit Delft. Vervuurt is vanaf 1996 werkzaam bij TNO Bouw en Ondergrond, waar hij met name betrokken is bij het opzetten, uitvoeren en vormgeven van uiteenlopende onderzoeksprojecten, voornamelijk op het gebied van (beton)constructies.

In de periode bij TNO heeft Vervuurt zich vanaf 1996 tot op heden veel toegelegd op de beoordeling van veiligheids- en bruikbaarheidsaspecten van bouwconstructies in de ontwerpfase, tijdens de uitvoering en in de gebruiksfase, veelal aan de hand van experimenten en met behulp van eindige elementenanalyses. Vervuurt is in dit kader hij nauw betrokken geweest bij verschillende boortunnelprojecten zoals de Tweede Heinoordtunnel, de Westerscheldetunnel en de tunnelproeven die in de laatste jaren in het Stevin II laboratorium van de TU Delft zijn uitgevoerd. Momenteel is Vervuurt programmaleider van het vraaggestuurde TNO-onderzoeksprogramma “Veilige en Betrouwbare Infrastructuur” en is hij projectleider en programmacoördinator voor TNO van het Europese Project Tunconstruct.

Boren in de toekomst

A. Vervuurt – TNO Bouw en Ondergrond

R. Polder – TNO Bouw en Ondergrond

Abstract

In oktober 2005 is binnen het Zesde Kaderprogramma van de Europese Unie (KP6) het Multidisciplinaire onderzoeksproject TUNCONSTRUCT van start gegaan (www.tunconstruct.org). Het project heeft een looptijd van 4 jaar en een totale omvang van 25 miljoen euro. In het project participeren 33 bedrijven en instellingen uit heel Europa zoals Hochtief, Herrenknecht, Bouygues en Dragados.

TUNCONSTRUCT richt zich op de ontwikkeling van innovatieve oplossingen in ondergrondse constructies, met de nadruk op (boor)tunnels. Met het onderzoek wordt getracht een bijdrage te leveren aan de verbetering van de kwaliteit van leven in Europa, onder andere door het verlagen van de bouwtijd en de kosten en het verhogen van de veiligheid. Dit wordt onder andere bewerkstelligd door het integraal meenemen van de mogelijke risico's gedurende de gehele levenscyclus van de constructie.



Figuur 1. De stad van de toekomst

Binnen het project wordt op velerlei gebied onderzoek gedaan naar boortunnels. TNO participeert in het onderzoek onder andere bij de ontwikkeling van een op kosten gebaseerde beheers- en onderhoudsmethodiek. Deze methodiek heeft tot doel beslissingen over het beheer en onderhoud van ondergrondse constructies te faciliteren. In dit artikel wordt ingegaan op de doelstellingen van het project en de rol van levensduur binnen de te ontwikkelen beheers- en onderhoudsmethode.

Inleiding

Het project is verdeeld in vier deelprojecten (Sub Projects) waarmee de gehele levensduur van een (tunnel)constructie wordt afgedekt. Achtereenvolgend zijn dat:

SP 1. Design. Verbeterde voorspellingen en op expertkennis gebaseerde ontwerptools dragen bij aan een verlaging van de kosten, terwijl ook de bouwtijd en risico's voor ondergrondse constructies worden verlaagd.

SP 2. Technologies. Binnen SP 2 worden nieuwe technologieën ontwikkeld die onder andere worden gebruikt voor innovatie tunnelboormachines (TBM) die in verschillende grondsoorten kunnen

worden ingezet. Verder ligt de nadruk op het gebruik van nieuwe methoden en materialen voor de bouw van tunnels.

SP 3. Processes. Ten einde het productieproces te verbeteren wordt binnen SP 3 voornamelijk aandacht besteed aan de uitwisseling van informatie. In een te ontwikkelen web-gebaseerd datasysteem wordt door middel van een druk op de knop de relevante informatie gedurende de gehele levensduur van de constructie op een betrouwbare wijze ter beschikking gesteld.

SP 4. Services. Met het oog op een meer efficiënte exploitatie wordt in SP 4 aandacht besteed aan de ontwikkeling van nieuwe meet- en inspectietechnieken zoals slimme sensoren en gerobotiseerde inspectietechnieken, alsmede op efficiënte beheers- en onderhoudssystemen die zijn gericht op de gehele levensduur van de constructie.

TNO speelt onder andere een rol in het vierde deelproject. De inzet van TNO in dit werkpakket heeft voornamelijk tot doel om een uitspraak te kunnen doen over het verwachte onderhoud gedurende de levensduur van de tunnel, het verloop van de prestaties in die periode en de kosten die daarmee gepaard gaan. De belangrijkste partners in SP 4 zijn het Spaanse Dragados en Amberg Engineering uit Zwitserland.



Figuur 2 Optimalisatie van het boorproces

Prestatiegebaseerd ontwerpen

Om in de toekomst beter om te gaan met prestatiecontracten wordt het steeds meer van belang dat er methoden en instrumenten beschikbaar komen op basis waarvan beslissingen kunnen worden genomen die leiden tot een (kosten)optimaal beheer van constructies. Dat betekent enerzijds dat naar de functionele aspecten van de tunnel wordt gekeken en anderzijds dat een afweging dient te worden gemaakt op basis van de kosten die het met zich meebrengt om deze functie met voldoende betrouwbaarheid te kunnen (blijven) vervullen.

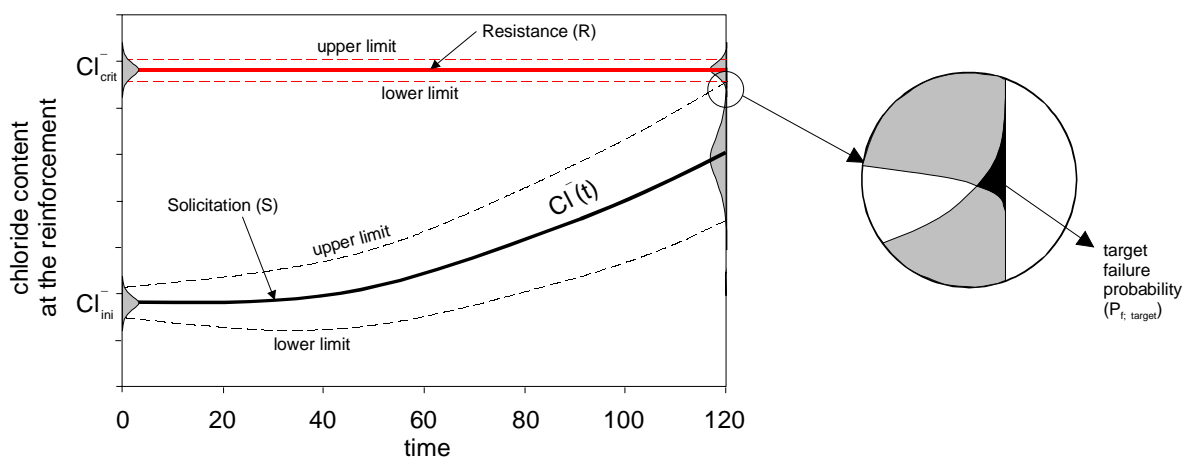
Er zijn verschillende schademechanismen die tot een achteruitgang van de prestatie van een constructie kunnen leiden (degradatie). Deze degradatiemechanismen kunnen verschillend van aard zijn, en hier kan tijdens de levensduur van de constructie op verschillende wijzen mee worden omgegaan. Van asfalt is bijvoorbeeld bekend dat de levensduur kort is ten opzichte van de levensduur van de constructie. Om die reden wordt het asfalt regelmatig vervangen om aan het gewenste prestatieniveau te kunnen blijven voldoen. De (beton)constructie zelf wordt echter meestal zo ontworpen dat zo min mogelijk (groot) onderhoud nodig is tijdens de levensduur.

Door de onzekerheden die bij de voorspelling van de prestatie een rol spelen, bestaat de kans dat het actuele prestatieniveau achterblijft bij de eisen. In dat geval wordt meestal onderhoud gepleegd. Om de prestaties

tussentijds te controleren worden meestal periodieke controles uitgevoerd, variërend van het schouwen van de constructie tot het bepalen van bepaalde prestatie-indicatoren (incidenteel of op basis van continuemetingen). Door deze tussentijdse metingen wordt tijdens de levensduur een beter beeld gekregen van de staat van de constructies en kan de levensduurverwachting telkens worden bijgesteld.

Prestatiegebaseerde onderhoudsfilosofie

Met betrekking tot duurzaamheid wordt de prestatie bijvoorbeeld gevormd door “het niet optreden van corrosie van de wapening”. Om met voldoende zekerheid te kunnen stellen dat tijdens de ontwerp-levensduur van de constructie geen corrosie optreedt, dient vervolgens het chloridegehalte ter plaatse van de wapening (Cl^-) voldoende klein te zijn, bijvoorbeeld kleiner dan het (kritische) chloridegehalte waarbij corrosie van de wapening kan optreden (Cl^-_{crit}). Dit is kwalitatief weergegeven in figuur 3. De (tijdsafhankelijke) belasting wordt in dit geval dus gevormd door het chloridegehalte Cl^- bij de wapening (solicitation S), terwijl het kritische chloridegehalte Cl^-_{crit} overeenkomt met de weerstand (resistance R). De grenstoestand wordt gegeven door $Cl^- < Cl^-_{crit}$, oftewel $R-S(t) > 0$.



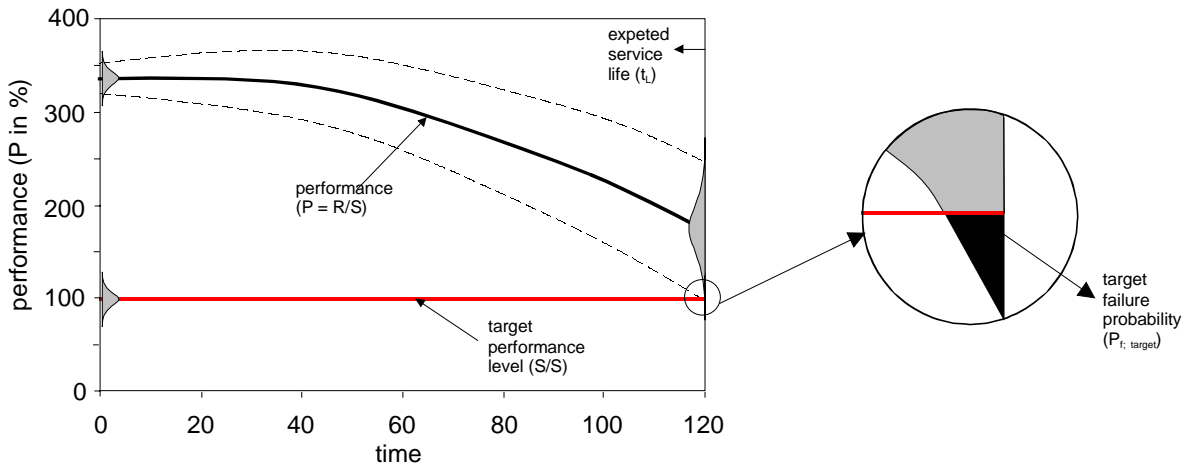
Figuur 3 Prestatie gebaseerd ontwerpen op duurzaamheid. Voorbeeld: wapeningscorrosie door indringing van chloriden)

De waarde van R en S in de tijd kan op voorhand worden bepaald aan de hand van wat bekend is van de toe te passen materialen en de omstandigheden waarin deze worden gebruikt. Zowel voor de belasting (S) als voor de weerstand (R) bestaan daarbij echter onzekerheden. Aangezien de kennis voor nieuwe materialen (bv op 28 dagen) relatief groot is, en het effect van de belastingen (indringing van chloride) op de korte termijn relatief klein is, is de spreiding eveneens klein. Naarmate de voorspelling verder in de tijd ligt, wordt de onzekerheid over het gedrag en de belastingen groter waardoor de ondergrens van het prestatieniveau afneemt en de kans van overschrijden toeneemt. In Figuur zijn de verwachtingswaarde van R en S daarom weergegeven als de getrokken lijnen terwijl de gestippelde lijnen de onder- en bovengrens van gelijke overschrijdingskans weergeven. Deze bepalen dus in feite de representatieve waarden ten behoeve van het ontwerp (bv de 95% boven- of ondergrens). De eisen die hieraan worden gesteld, hebben betrekking op de kans (P_f) dat de grenstoestand ($R-S=0$) niet wordt overschreden gedurende de beoogde levensduur van de constructie, voldoende klein is. Deze kans wordt aangegeven met:

$$P_f (Cl^- < Cl^-_{crit} \mid t < t_{levensduur}) = P_f (R-S < 0 \mid t < t_{levensduur}) < P_{f, target}$$

Indien de prestatie wordt gedefinieerd als mate waarin wordt voldaan aan de gewenste prestatie dan kan figuur 4 worden genormaliseerd door de belasting en de weerstand te delen door de belasting (S). Het gewenste prestatieniveau is dan dus per definitie 100% (en deterministisch), terwijl het aanwezige prestatieniveau dan dus gelijk is aan $P=R/S$. Dit is weergegeven in Figuur waarbij de prestatie dus is gegeven als een genormaliseerde, eenheidsloze grootheid die iets zegt over de prestatie in relatie tot het minimale of gewenste niveau (de grenstoestand of limit state). Een prestatieniveau van $P=100\%$ geeft dus aan dat de gewenste prestatie juist (met de gewenste betrouwbaarheid) wordt gehaald.

Een traditioneel ontwerp van een constructie is er meestal op gericht dat het gewenste prestatieniveau gedurende de beoogde levensduur met voldoende betrouwbaarheid wordt gehaald. De betrouwbaarheid wordt in dit geval aangegeven met de betrouwbaarheidsindex β . Een grotere β duidt op een kleinere overschrijdingskans. Voor een optimaal ontwerp geldt $P_f = P_{f, \text{target}}$, zie ook Figuur. Deze methode van ontwerpen op duurzaamheid is voor beton uitgewerkt in het project DuraCrete, en is door *fib* overgenomen in haar ontwerprichtlijnen (*fib* Model Code).

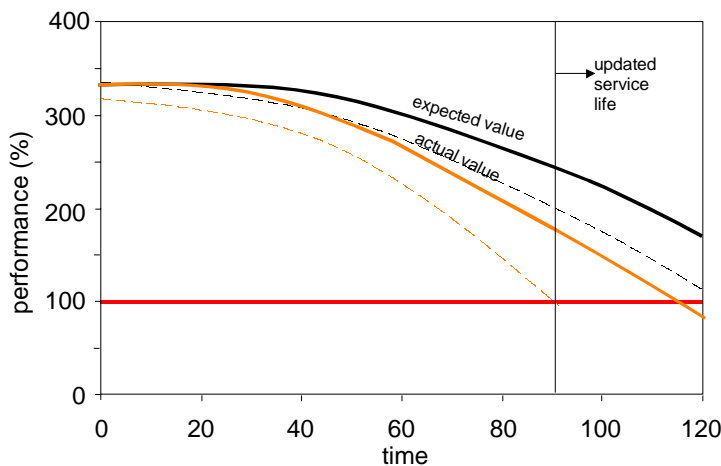


Figuur 4 Prestatie gebaseerd ontwerpen op basis van een genormaliseerde prestatie-eis

In de praktijk zal de prestatie anders zijn dan vooraf berekend (afwijkende belasting of weerstand). Voor een dergelijk geval is het voorbeeld van figuur 4 uitgewerkt in figuur 5 waarbij de gevolgen van inspecties en monitoren zijn toegelicht. Inspecties en monitoren zorgen ervoor dat in de loop der tijd meer informatie over het werkelijke gedrag wordt verkregen. Dit kan de volgende consequenties hebben:

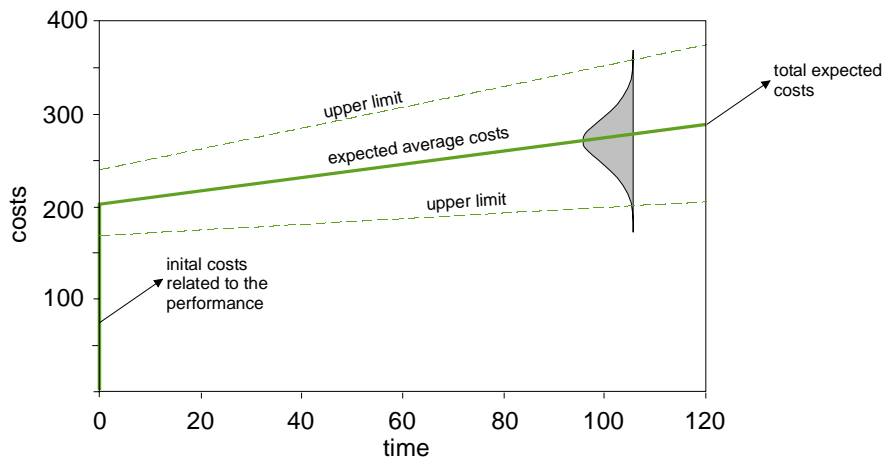
1. de verwachtingswaarde van de prestatie is anders dan aanvankelijk voorspeld
2. er wordt meer zekerheid verkregen over de prestatie, wat zich veelal vertaalt in een kleinere spreidingsband en dus een andere (hogere) representatieve waarde.

Zoals gezegd kan op basis van waarnemingen na verloop van tijd blijken dat prestatie achterblijft bij de aanvankelijke verwachting. Meestal is een dergelijke reden aanleiding tot het treffen van maatregelen. De gevolgen hiervan zullen in de volgende paragraaf worden behandeld.



Figuur 5. Mogelijke gevolgen van monitoren en inspecties

Voor de voorbeeldconstructie van figuur 3 en figuur 4 is in figuur 6 de opbouw van kosten aangegeven. Op de horizontale as staat wederom de tijd, en op de verticale as zijn de kosten gegeven. In dit eenvoudige voorbeeld is er van uitgegaan dat de totale kosten gedurende de levensduur enerzijds worden bepaald door initiële kosten en anderzijds door tijdsafhankelijke kosten. In het voorbeeld worden geen maatregelen getroffen en zijn de tijdsafhankelijke kosten dus beperkt tot de reguliere onderhoudskosten, inclusief tussentijdse metingen. Opgemerkt wordt dat de totale kosten afhangen van meerdere prestatie-indicatoren. In het voorbeeld, waarbij slechts één prestatie wordt beschouwd, zouden de kosten dus betrekking hebben op die kosten die aan deze ene prestatie kunnen worden toegerekend. In werkelijkheid zijn de tijdsafhankelijke kosten vaak sterk gecorreleerd met kosten die betrekking hebben op andere prestatie-indicatoren.



Figuur 6. Ontwikkeling van kosten

Ten einde de totale kosten te beïnvloeden kan in het ontwerp rekening worden gehouden met bepaalde maatregelen die hetzij de prestatie beïnvloeden, hetzij het gewenste prestatieniveau. Twee voor de hand liggende scenario's in dit kader, zijn onderstaand toegelicht.

Scenario 1

Door het toepassen van bijvoorbeeld RVS wapening, speelt chlorideindringing minder een rol voor de betreffende prestatie. Dit impliceert dat de weerstand R wordt verhoogd (de prestatie P in Figuur wordt dus groter), wat gevolgen kan hebben voor de bescherming die de wapening nodig heeft. Dit laatste verkleint de tijdsafhankelijke (onderhouds)kosten. De initiële kosten worden daarentegen enerzijds verhoogd (duurder materiaal) maar anderzijds ook verlaagd (slankere constructie).

Scenario 2

Door het toepassen van bescherming van de wapening (bijvoorbeeld door het toepassen van preventieve kathodische bescherming) gaat degradatie van het beton eveneens minder een rol spelen (ook hierdoor wordt de prestatie P in Figuur dus verhoogd). Voor de kosten heeft dit tot gevolg dat de tijdsafhankelijke kosten waarschijnlijk groter zijn (controlemetingen en periodieke vervanging KB-systeem). Daar staat tegenover dat de totale levensduur wordt verlengd (lagere kosten als functie van de tijd) en/of de constructie slanker kan zijn (uitnutting)

Om een goede afweging te maken is het noodzakelijk beide scenario's uit te werken en de totale kosten te vergelijken. Normaliter wordt er in het ontwerp vanuit gegaan dat gedurende de levensduur geen maatregelen nodig zijn bij het gebruik van conventionele technieken. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld installaties, waarvoor er vanuit wordt gegaan dat deze gedurende de levensduur van de constructie een aantal malen worden vervangen. Ook voor de constructie kan in de tijd echter blijken dat onderhoud nodig is. In de meeste gevallen gebeurt dit door een verkeerde inschatting van het gedrag van het materiaal onder

de omstandigheden waarin het zich bevindt of van de belastingen die inwerken op het materiaal. In dat geval moeten tijdens de gebruiksfase alsnog maatregelen worden getroffen. In de volgende paragraaf zal hierin op detail worden ingegaan .

Prestatiegebaseerd beheer

Zoals in de voorgaande paragraaf al opgemerkt, is het ontwerp er normaalgesproken op gericht dat tijdens de beoogde levensduur met voldoende betrouwbaarheid aan de prestatie-eisen met betrekking tot duurzaamheid wordt voldaan. Door voortschrijdend inzicht en omstandigheden zoals niet verwachte schade of doordat het gewenst is de levensduur op te rekken bestaat de mogelijkheid dat zonder maatregelen niet aan het gewenste prestatieniveau wordt voldaan. Dergelijke ingrepen zijn normaalgesproken duur en hebben tot gevolg dat de kosten hiervan niet kunnen worden verwaarloosd voor de resterende levensduur. In het uiterste geval kan de conclusie worden getrokken dat de maatregelen zo duur zijn dat nieuwbouw meer voor de hand ligt. Voor tunnels is de afweging die hieraan ten grondslag ligt anders dan voor bijvoorbeeld viaducten.

Binnen het project TUNCONSTRUCT wordt ervan uitgegaan dat de te hanteren onderhoudsstrategie wordt geoptimaliseerd op basis van de te verwachten kosten voor de verschillende scenario's. In dat geval is het dus van belang een inschatting daarvan te maken die rekening houdt met de onzekerheden die daarbij een rol spelen. Voor wat betreft de verschillende scenario's kunnen verschillende strategieën worden gehanteerd. De belangrijkste in dit kader zijn: nieuwbouw, curatieve reparaties en preventief onderhoud. In geval van curatief onderhoud wordt gewacht tot schade daadwerkelijk optreedt waarna deze wordt gerepareerd. Voordeel is dat de maatregelen voor reparatie minimaal zijn. Nadeel is dat repareren normaalgesproken relatief duur is en verwacht mag worden dat de schade een repeterend patroon zal vertonen, waardoor dus de betreffende reparaties regelmatig zullen moeten worden herhaald. Dit is nadelig voor de beschikbaarheid. Daar komt bij dat de betrouwbaarheid van de levensduur van reparaties over het algemeen aanzienlijk kleiner is dan van "niet gerepareerd" beton. Dit heeft tot gevolg dat de intervallen tussen onderhoud steeds kleiner worden. In geval van preventief onderhoud wordt ingegrepen voordat daadwerkelijk schade is opgetreden en worden maatregelen getroffen die de degradatie vertragen. In dit geval worden de kosten dus naar voren getrokken, maar worden grootschalige reparaties voorkomen. Voorbeelden van preventief onderhoud zijn het beschermen van de constructie met behulp van coatings of het toepassen van kathodische preventie.

Aansluitend zijn twee voorbeelden kwalitatief uitgewerkt (Figuur). Binnen het project TUNCONSTRUCT zullen deze methoden verder worden gekwantificeerd. Beide gevallen gaan ervan uit dat de beoogde levensduur niet met de beoogde betrouwbaarheid wordt gehaald. De getoonde lijnen hebben betrekking op de ontwerpwaarden voor wat betreft het gewenste en verwachte prestatieniveau. De eerste periode (tot 60 jaar) kenmerkt zich door een gelijk verloop voor beide situaties: normaal onderhoud met periodieke onderhoudsintervallen en geen uitzonderlijke reparaties.

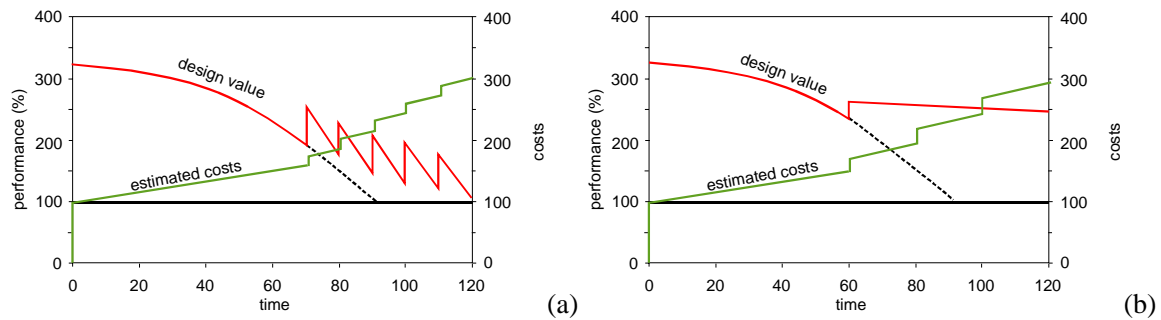
Na 60 jaar wordt een keuze gemaakt om het prestatieniveau op te waarderen tot een acceptabel niveau. Om dit te bewerkstelligen worden in onderstaand voorbeeld de volgende twee scenario's beschouwd: (1) periodieke reparaties vanaf 70 jaar en (2) kathodische bescherming na 60 jaar.

Scenario 1 (figuur 7a) kenmerkt zich erdoor dat de kosten tot 70 jaar weinig stijgen en daarna periodiek een sprong maken. Deze sprongen zijn het gevolg van de periodieke reparaties. Het prestatieniveau daalt daarna wederom. Omdat reparaties normaliter slechter presteren op duurzaamheid dan niet gerepareerd beton, is de helling van de lijn steiler verondersteld dan vóór de reparatie. In het voorbeeld is er verder vanuit gegaan dat periodiek reparaties moeten worden uitgevoerd. Tegelijkertijd met de reparaties treedt tevens een sprong op in de kosten. Ook deze komen periodiek terug. De belangrijkste variabelen die een onzekerheid met zich mee brengen bij dit scenario zijn:

- de kosten van de reparatie en de periodieke beheers- en onderhoudskosten tussen de reparaties
- de daling van de van het prestatieniveau na repareren
- het interval tussen de reparaties

Het moge duidelijk zijn dat er een correlatie tussen een groot aantal van deze variabelen bestaat. Zo zullen de kosten in belangrijke mate samenhangen met de mate van repareren. Ook ligt het voor de hand dat latere reparaties meer kosten met zich mee zullen brengen dan eerdere (meer schade).

Bij scenario 2 (figuur 7b) wordt ervoor gekozen dat geen reparaties worden uitgevoerd, maar dat op t=60 jaar preventief een kathodische beschermingssysteem wordt aangebracht. In een dergelijk geval zullen de incidentele kosten op t=60 jaar groter zijn dan bij een reparatie en zullen de periodieke onderhoudskosten eveneens groter zijn. Ook moet er vanuit worden gegaan dat op regelmatige tijden delen van het KB-systeem moeten worden vervangen (in het voorbeeld is hiervoor een interval van 20 jaar aangehouden). Voor wat betreft de prestatie heeft het KB-systeem tot gevolg dat de ontwerpwaarde van het prestatieniveau nauwelijks daalt. Dit komt vooral doordat de vereiste prestatie wordt verlaagd (indringing van chloriden heeft immers geen gevolgen voor degradatie van de wapening).



Figuur 7. Principes van ontwerpen op prestaties met verschillende (duurzaamheids)maatregelen

Ook bij scenario 2 spelen verschillende onzekere factoren een rol van betekenis, zoals de initiële kosten van het KB-systeem en de kosten voor de controlemetingen en vervanging van onderdelen van het systeem. Op basis van de totale kosten kunnen vervolgens beslissingen worden gebaseerd. Met betrekking tot het onderstaande voorbeeld wordt opgemerkt dat het uiteindelijke prestatieniveau op t=120 jaar bij scenario 2 aanzienlijk hoger is dan bij scenario 1. In een rationele afwegingsmethode ligt het voor de hand dat dit verschil (de zogenaamde “restwaarde”) ook wordt meegenomen in de beoordeling.

Zoals eerder al opgemerkt is het voor een rationele afweging noodzakelijk dat de kosten van in relatie worden gezien met de kosten die betrekking hebben op andere prestatie-indicatoren. Om dit moment is er echter voor gekozen om eerst een opzet te maken voor een aantal afzonderlijke prestatie-indicatoren en deze daarna in relatie tot elkaar te brengen.