

10 Jaar Boortunnels in Nederland

dr. ir. K.J. Bakker

Technische Universiteit Delft, Plaxis BV

SAMENVATTING

In 1997 werd de eerste boortunnel in Nederland gerealiseerd. Sindsdien is er veel geleerd. Lag in 1997 de vraagstelling sterk op de invloed van de slappe grond op het boorproces, naderhand verschoof de aandacht naar de vervormingen van de tunnelconstructie zelf onder invloed van het grouten en het afdrukken door de vijzels. Belangrijke verworven inzichten zijn de invloed van de voor het boorfront gegenereerde waterspanningen op de stabiliteit; welke parameters de groutdruk rondom de lining bepalen en hoe de groutdruk de belasting op de lining beïnvloedt; het simuleren van het boorproces in een EEM-model; en het feit dat vijzelkrachten maatgevend kunnen zijn voor het ontwerp van de tunnelwandconstructie.

INLEIDING

Het is 10 jaar geleden dat in het eerste nummer van dit blad, *Geotechniek*, het artikel "Boortunnels in Nederland" verscheen, zie Bakker (1997). Het artikel gaf in het kort een beeld van de te verwachten problemen bij het boren van tunnels in slappe grond en een vooruitblik van het voorgenomen onderzoek bij de Tweede Heinenoord tunnel; maar het moest toen allemaal nog beginnen, we hadden nog geen meter geboord.

Sinds die tijd is er echter veel gebeurd. De 2°

Heinenoord tunnel is inmiddels al weer jaren in gebruik, zie *figuur 1*, en in navolging van het K100 onderzoek is er in het kader van het Gemeenschappelijk Platform Boortunnels (GPB), dat daarna op initiatief van de grote opdrachtgevers van overheidszijde is opgericht, wederom onder coördinatie van het Centrum Ondergrond Bouwen (COB), bij diverse tunnels, een omvangrijke hoeveelheid vervolgonderzoek uitgevoerd.

Bij al dat onderzoek, waarvan het meeste flankerend aan de bouw van die tunnels werd uit-

gevoerd, is natuurlijk ook veel geleerd, en dat is ook in het buitenland niet onopgemerkt gebleven. Gingen we ruim tien jaar geleden nog naar Japan om het boren in slappe bodem daar te leren, nu zijn de rollen soms omgedraaid. In 2005 kwamen ter gelegenheid van het Symposium van TC 28, de internationale technische commissie van de ISSMGE voor Ondergronds bouwen in slappe grond, veel buitenlanders naar Amsterdam. Onder andere om te horen wat er rond de aanleg van de Noord-Zuidlijn in Amsterdam zoal gebeurt, maar wellicht ook uit nieuwsgierigheid naar de resultaten van al dat onderzoek van de afgelopen 10 jaar. Kortom het moment is daar om eens terug te kijken, en na te gaan of onze ideeën van toen nog met de huidige overeenstemmen.

TERUGBLIK NAAR 1997 EN WAT DAARNA NOG IS GEKOMEN

In het artikel van 1997, getiteld "Stand van zaken met betrekking tot de geotechniek rond de aanleg van de 2° Heinenoord tunnel", wordt het flankerende geotechnische onderzoek, omdat dit de eerste geboorde tunnel met grote diameter in Nederland zou worden, toegelicht. Met recht was met de aanleg van de 2° Heinenoord tunnel voor Nederland sprake van een grote stap voorwaarts; met een buitendia-



↑ **Figuur 1** De entree tot de 2° Heinenoord tunnel

meter van 8,30 m werd deze tunnel significant groter dan de grootste leidingtunnel die daarvoor ooit in Nederland werd geboord.

Het is sindsdien ook niet bij die ene tunnel gebleven. Zeker de aanleg van de Betuwelijn heeft hieraan belangrijk bijgedragen. Voor de ontwikkeling van de tunnelbouw in Nederland heeft deze spoorlijn een belangrijke stimulans gegeven met de aanleg van:

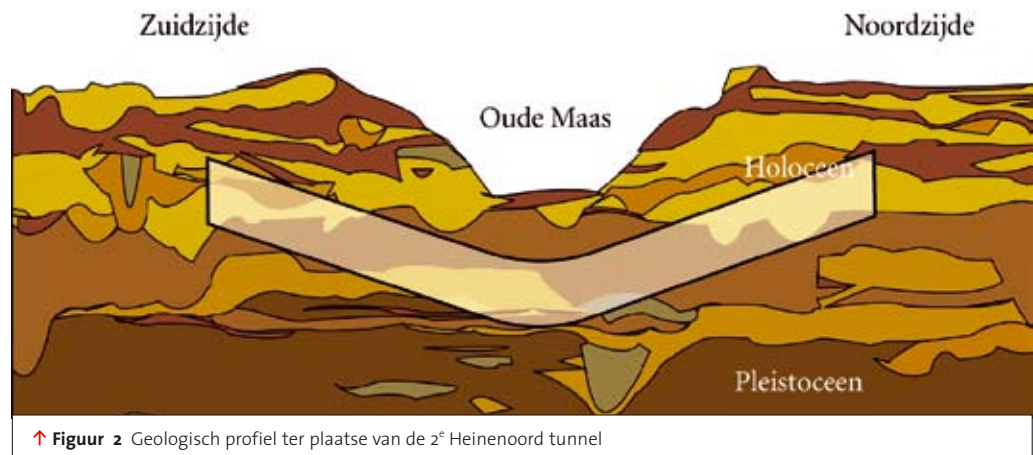
- 1) de Botlek spoortunnel, onder de Oude Maas, zie Jonker (2002),
- 2) de Sophia spoortunnel onder de Noord en
- 3) de tunnel onder het Pannerdensch Kanaal. Allen ongeveer van gelijke diameter, zo'n 9,60 m uitwendig.

Daarnaast mogen de Westerschelde tunnel en de Groene Hart tunnel niet onvermeld blijven, met de grotere diameters van respectievelijk 11,30 m voor de Westerschelde tunnel en 14,50 m voor de Groene Hart tunnel, nog steeds de grootste diameter ter wereld. Dat voor wat betreft de tunnels die inmiddels gereed zijn gekomen.

Daarnaast zijn nog in uitvoering de tunnel voor RandstadRail in Rotterdam en de Hubertus tunnel in Den Haag. In Amsterdam wordt hard gewerkt aan de bouw van de stations voor de Noord-Zuidlijn en is het boorproces in voorbereiding. Deze opsomming zal niet uitputtend zijn, er wordt stellig nog gestudeerd op een aantal andere potentiële tunnelverbindingen. Kortom er werd en wordt druk gewerkt aan de ondergrondse infrastructuur van Nederland.

In het artikel in 1997 wordt met name de slapheid van de Holocene lagen en het hoge grondwater aangemerkt als kenmerkend voor datgene waarmee rekening zou moeten worden gehouden als men in Nederland tunnels "zou" gaan boren. Daarbij werd ook opgemerkt dat de slapheid van de ondergrond kenmerkend is voor deltagebieden die mondiaal vaker voorkomen en vaak ook met grote bevolkingsconcentraties. Kortom het ontwikkelen van deze techniek zou in potentie een kennisexport product kunnen opleveren.

Als kenmerkende effecten van die slapheid worden genoemd, potentieel opdrijven en de grotere vervormingen van de tunnel die daarbij zouden kunnen optreden, waaronder liggerwerking. In aanvulling werd nog opgemerkt dat het grote aantal paalfunderingen in Nederland, als daar kort langs zou worden geboord een verhoogd risico zou kunnen betekenen.



↑ **Figuur 2** Geologisch profiel ter plaatse van de 2^e Heinenoord tunnel

De vraag rijst of de ervaringen die tijdens de bouw zijn opgedaan ook een bevestiging geven voor de veronderstelling van destijds, dat de stijfheid van de grond van belang zou zijn; of dat er andere aspecten naar voren zijn gekomen, die achteraf gezien van groter belang zijn gebleken.

In het vervolg wordt eerst een overzicht gegeven van de "leerervaringen" bij de aanleg van diverse geboorde tunnels in het afgelopen decennium, waarbij toegegeven dat de keuze van vermelding van sommige projecten enigszins wordt beïnvloed door die werken waar de auteur persoonlijk bij was betrokken, zonder iets af te doen aan het belang van de werken waaraan nu minder aandacht wordt gegeven. Veel meer details aangaande specifieke onderzoeken zijn te vinden bij Bezuijen & Van Lottum (2005).

ERVARINGEN MET HET BOREN VAN TUNNELS IN NEDERLAND

Aan de hand van een korte beschrijving van een aantal ervaringen en observaties zal een schets worden gegeven van enkele kenmerkende observaties die zijn gedaan bij het boren van tunnels in de Nederlandse slappe bodem. *Figuur 2* geeft het grondprofiel zoals bepaald bij de aanleg van de 2^e Heinenoord tunnel, en daarmee een indicatie van de soms grillige gelaagdheid die in onze ondergrond wordt aangetroffen.

Bij de nu volgende schets van de observaties wordt een voorbehoud gemaakt ten aanzien van het oordeel of de genoemde waarnemingen slechts geldig zijn voor het boren in slappe grond, of meer algemeen geldig zijn voor het boren van tunnels met mechanische schilden. Daartoe zou een bredere evaluatie nodig zijn geweest, waarvoor de tijd heeft ontbroken.

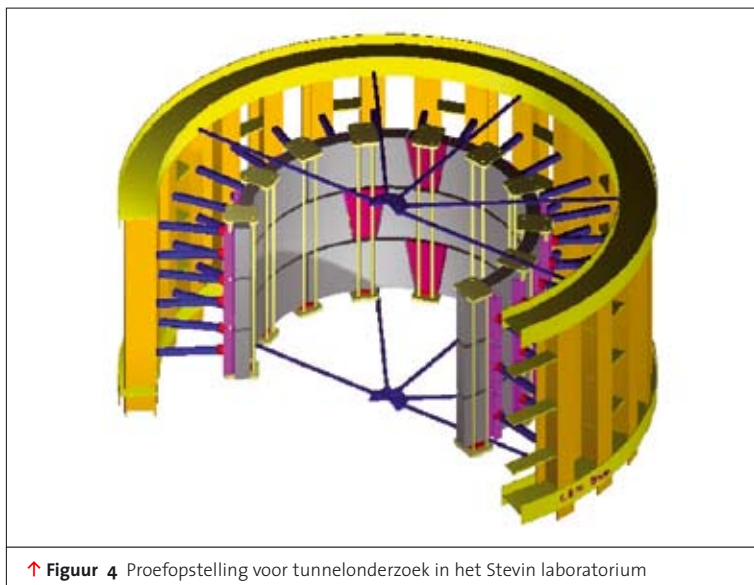
CONSTRUCTIEVE SCHADE

Eén van de eerste ervaringen, "leermomenten", voor de Nederlandse tunnelbouwers die werd opgedaan was de relatief grote schade aan de tunnelwand over de eerste 150 m van de eerste tunnelbuis die werd gebouwd voor de 2^e Heinenoord tunnel. Alhoewel er geen reden tot paniek was, was de schade wel verontrustend en leidde deze tot een nadere evaluatie van het bouwproces ter beperking van verdere schade naar de toekomst toe, zie Leendertse (1997). De schade bestond uit scheurvorming in het algemeen, het afspringen van beton rondom de deukconstructie, zie ook *figuur 3*, meestal in combinatie met ringverschuivingen, en lekkage van de wand.

In het evaluatierapport wordt de schade voornamelijk toegeschreven aan onregelmatigheden bij het samenbouwen van de tunnelring in combinatie met de hoge vjzjelkrachten die nodig waren voor het voortduwen van de tunnelboormachine (TBM) tijdens het graafproces.



↑ **Figuur 3** Karakteristiek schadebeeld bij betonbreuk door een overbelaste nok-deuk constructie



↑ **Figuur 4** Proefopstelling voor tunnelonderzoek in het Stevin laboratorium

Het niet nauwkeurig rond kunnen samenbouwen van de tunnelring, o.a. door de vervorming van de tunnel onder zijn belastingen, het zgn. trompeteffect, introduceert afwijkingen van de theoretisch ideale positie die bij het ontwerp wordt aangenomen. In combinatie met de hoge afzetkrachten leidde dit tot lokale spanningsconcentraties en hier en daar tot kleine en minder kleine verschuivingen van de ringsegmenten onderling. De lage schuifweerstand tussen de segmenten wordt voor een belangrijk deel toegeschreven aan de aanwezigheid van Kaubit-plaatjes in de voegen, oorspronkelijk bedoeld om spanningsconcentraties te vermijden. In de praktijk leidde dit echter tot een ongewenst neveneffect. Het verschuiven leidde tot een minder regelmatige samenstelling en daarmee tot spanningconcentraties, scheurvorming en in sommige gevallen tot overbelasting van de nokken. Bij breuk in de nok-deuvel verbinding was afspaten van het beton in sommige gevallen vaak een neveneffect en in andere gevallen heeft dit geleid tot lekkage van de tunnelwand. Naar mag worden aangenomen was eventuele lekkage het gevolg van betonschade die de rubberwaterafdichting passeerde.

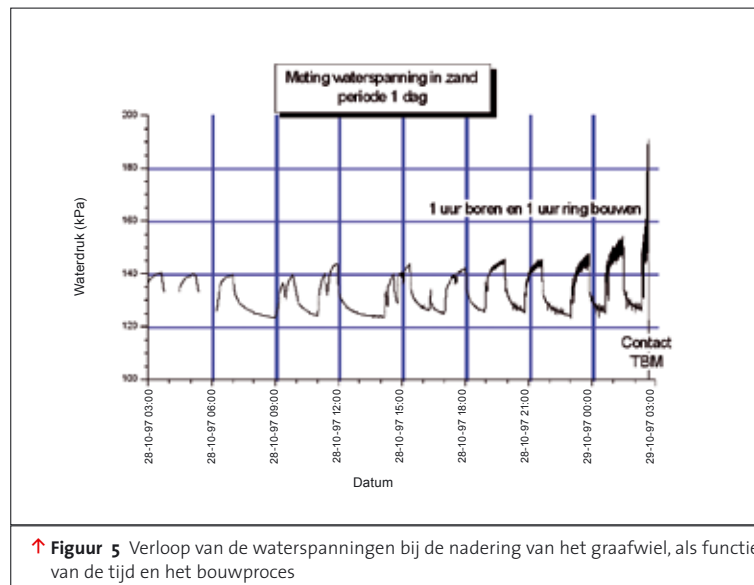
Na evaluatie van deze schadegevallen werd besloten om de Kaubit-plaatjes te vervangen door dunne triplexplaatjes die door hun grotere stijfheid en schuifweerstand het onderling verschuiven van de ringelementen voorkwam. Deze maatregel was effectief, want verdere schade werd daarmee in belangrijke mate voorkomen. Behalve deze maatregel heeft de schadeanalyse ook geleid tot een belangrijk aanvullend onderzoek, waarbij in een combinatie van 3D modelleren van ringen met voe-

gen, en een proefopstelling in het Stevin laboratorium, onderzoek is gedaan naar het onderlinge vervormingsgedrag van de tunnelsegmenten bij het samenbouwen, zie ook *figuur 4* en de daaruit voortgekomen dissertatie van Blom (2002). Onder andere op basis van deze onderzoeken werd voor de Groene Hart tunnel besloten om de nok-deuvel verbinding tussen de ringen weg te laten. Wat daar tot een vrijwel schadevrije tunnelwand heeft geleid.

Als onderzoeksvraag is nog wel blijven staan de vraag ten aanzien van de duurzaamheid van de triplexplaatjes, en of verrotten van het triplex op termijn negatief van invloed zou kunnen zijn op de axiale voorspanning van de tunnelbuis en daarmee van invloed op de waterdichtheid. Als tegenargument tegenover deze vrees wordt wel geopperd, dat door de samendrukking van het hout, meer dan 50 % compressie rek, de houtcellen voor een belangrijk deel worden samengedrukt, waardoor de duurzaamheid belangrijk zou worden verhoogd. In welke mate dit echter het geval is, en welk effect dit op duurzaamheid in de tijd heeft, zou nader onderzoek moeten uitwijzen.

INSTABILITEIT VAN HET BOORFRONT

Tijdens het boren van de 2^e Heinenoord tunnel heeft zich, min of meer, midden onder de Oude Maas een boorfront instabiliteit voorgedaan, die nadien bekend is geworden als “De blow-out”. Deze benaming zou doen vermoeden dat bij het ontstaan van de blow-out met luchtdruk zou zijn ondersteund, wat overigens bij het ontstaan van de instabiliteit niet het geval was. Wel heeft men ongelukkigerwijze, nadat al drukverlies was geconstateerd, nog vruchte-

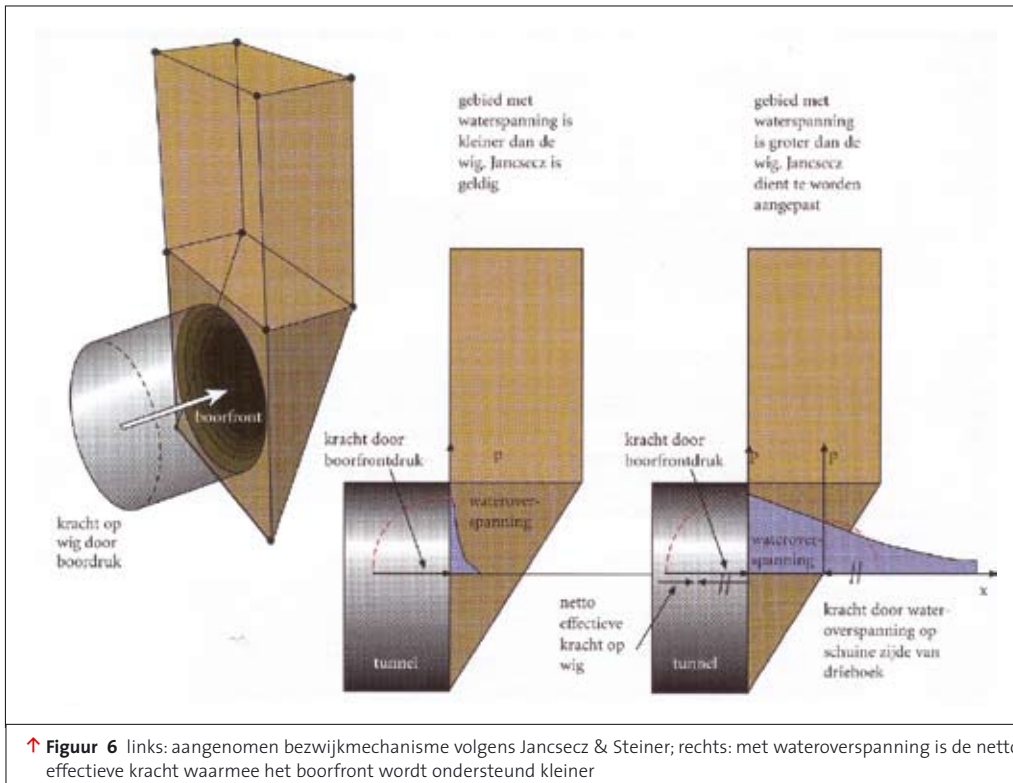


↑ **Figuur 5** Verloop van de waterspanningen bij de nadering van het graafwiel, als functie van de tijd en het bouwproces

loos geprobeerd de druk te herstellen door lucht naar de graafkamer te pompen. Hierdoor zagen schippers op de Oude Maas luchtbellen vrij komen naar het wateroppervlak. De poging met luchtdruk de stabiliteit te herstellen, heeft de gevolgen van de instabiliteit wellicht verergerd, maar was niet de hoofdoorzaak van het falen. Deze “blow-out” midden onder de Oude Maas heeft waarschijnlijk wel het meest tot de verbeelding gesproken en is wellicht daardoor het bekendst geworden.

Wellicht minder bekend is dat bij de bouw van een aantal andere boortunnels ook met enige regelmaat boorfront instabiliteiten zijn opgetreden. O.a. is dat gebeurd bij de Sophia spoortunnel, maar ook bij de Groene Hart tunnel. Niet dat dit in de praktijk zoveel hinder heeft veroorzaakt als bij de 2^e Heinenoord tunnel het geval was, waar het werk verscheidene weken vertraging opliep.

Uit een evaluatie van de K100 meetgegevens bij de 2^e Heinenoord tunnel is gebleken dat hoge steundruk, met als gevolg (te) hoge waterspanningen in het graaffront, waarschijnlijk een uplift en daarna breuk van de bovengelige grondlagen heeft veroorzaakt. De instabiliteit ontstond nadat met graven werd gestart, terwijl de druk in de graafkamer nog verhoogd was vanwege het bevorderen van de doorstroming in de afvoerleidingen. Dit werd nodig geacht vanwege de verkleefing van de Kedichem klei die ter plaatse in het onderste deel van het graaffront werd aangetroffen en het moeizame transport van deze klei in de afvoerleidingen. Dit had geleid tot de procedure om tijdens stilstand, ter verbetering van de drukgradiënt in de afvoerleiding, een hogere druk



in de graafkamer in te stellen. Dat is tijdens stilstand, met een goede bentoniet afpleistering van het front, in principe geen probleem. In dat geval zijn er slechts verhoogde horizontale korrelspanningen, op een drukniveau dat veraf ligt van passief bezwijken. Tijdens het boren dient de druk echter tot de reguliere druk voor graaffrontondersteuning te worden teruggebracht, aangezien in die situatie door het wegsnijden van de grond van afpleistering geen sprake meer is. De tijd tussen passage van de snijtanden is ruimschoots onvoldoende om opnieuw afpleistering te verzekeren, zoals ook te zien is in *figuur 5*. In deze figuur is ook af te lezen dat tijdens het graven de waterdruk, ook verder van het graaffront af, zich instelt afhankelijk van de druk in de graafkamer, en dat na beëindiging van het graven enige tijd nodig is voordat de hydrostatische drukverdeling zich weer heeft hersteld. Het vergt in de praktijk vaak 4 à 5 minuten voordat er weer van voldoende afpleistering sprake is, terwijl de tijd tussen het passeren van graaftanden hoogstens zo'n 20 seconden is. Dat betekent in de praktijk dat bij de gebruikelijke modellen voor de evaluatie van de boorfrontstabiliteit, e.g. met het model Jancsecz en Steiner, zie ook *figuur 6*, de verdeling van de hogere wateroverspanning in de graafkamer en de ruimtelijke effecten daarvan mede in rekening moet worden gebracht, zeker als deze zich uitstrekt tot voorbij het kritiek geachte achterglijvlak. Dit inzicht was nieuw, tot deze ervaring was hier-

over in de internationale literatuur geen melding gemaakt. Voordien werd geen rekening gehouden met wateroverspanningstoename in het front, maar werd aangenomen dat bentonietafpleistering dit zou voorkomen.

In het K100 onderzoek werden de wateroverspanningen voor het boorfront voor het eerst gemeten. In de predictie die, zoals voor elke meting in K100, vooraf werd uitgevoerd, is de grondwaterstroming geanalyseerd en is voor het eerst voorspeld dat er een wateroverspanning zou optreden, wat vervolgens ook is waargenomen.

Wat er eventueel kan gebeuren bij een te hoge waterdruk in het graaffront hebben we gezien. Wateroverspanningen werken alzijdig, dus in dat geval ook verticaal. Bij een te hoge druk en enige samenhang van de grond kan zich dan, ook in het horizontale vlak, een scheur ontwikkelen, loodrecht op de primaire (horizontale) drukrichting; een zgn. hydraulische fractuur. Zodra dat gebeurt, is er direct gevaar voor instabiel bezwijken aangezien het oppervlak waarover de druk werkt, dan onevenredig snel toeneemt, waardoor de bovenliggende grond opgetild kan worden, met als mogelijk ongewenst gevolg, bezwijken en een kortsluiting van de steundruk met de buitenlucht of, in het geval van boren onder de rivier, met het buitenwater.

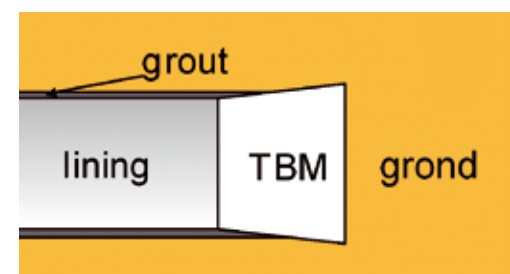
Ook wanneer niet onder een waterloop wordt

geboord, maar bijvoorbeeld onder relatief "lichte" Holocene grondpakketten, is er een verhoogd risico ten aanzien van dit mechanisme. Hoewel er dan van een formele "blow-out", of kortsluiting, geen sprake is, kan het wegstromen van steunvloeistof in de slappe lagen tot een vergelijkbaar stabiliteitsverlies leiden. Meestal gaat zo'n instabiliteit gepaard met het instorten van het front, omdat de druk aan het boorfront niet gehandhaafd kan blijven, wat verder graven bemoeilijkt. In het geval van de 2^e Heinenoord tunnel is het uiteindelijk gelukt weer druk op te bouwen door het toevoegen van zwellklei aan de bentoniet, zgn. "kattenbak" korrels, waardoor men er in slaagde om weer afdichting en voldoende drukopbouw aan het boorfront te realiseren om verder te kunnen boren.

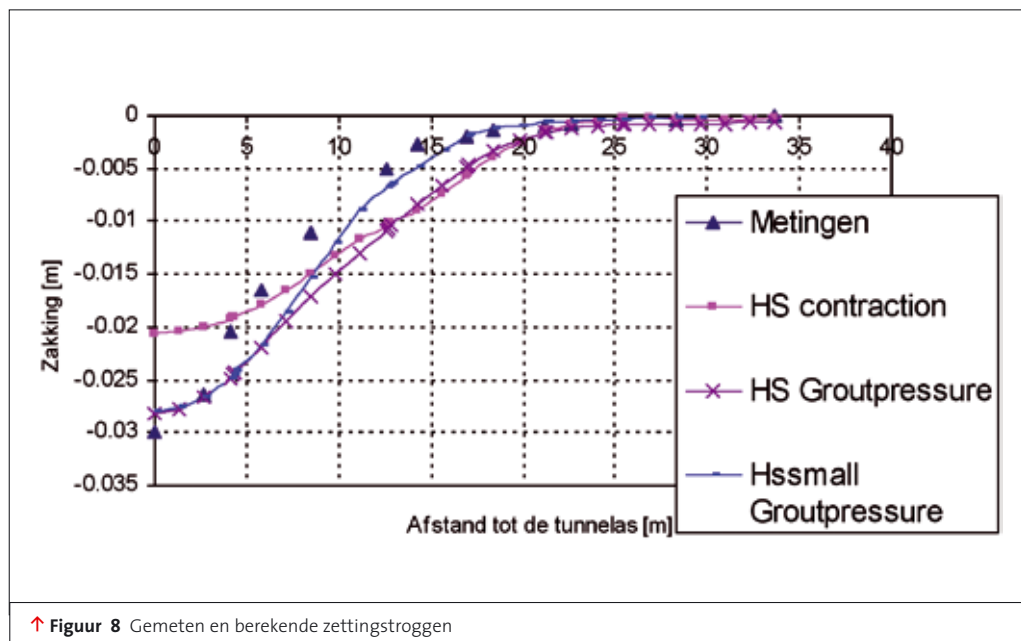
De kennis die is opgedaan op het gebied van wateroverspanningen voor het boorfront bij de 2^e Heinenoord tunnel is toegepast in het ontwerp van de Groene Hart tunnel en heeft hier waarschijnlijk instabiliteit van het boorfront in belangrijke mate voorkomen, zie ook Autuori & Minec (2005).

GROUT- EN GRONDDRUKKEN

Het meten van de uitwendige drukken op de tunnelwand is lastig. In de aanloop van het onderzoek bij de 2^e Heinenoord tunnel werd door een aantal internationale deskundigen zelfs afgeraden om hier veel geld aan te besteden: "De resultaten zouden toch alleen maar tegenvallen". Vanwege het verharderen van grout zou maar kort gemeten kunnen worden, of je zou drukdozen met een groot oppervlak moeten toepassen om nog enigszins realistische uitspraken over de uitwendige belastingen op de tunnel te kunnen doen. In aanvulling op dit primaire probleem was er dan ook nog de vraag na hoeveel tijd verharding van het grout de metingen onbetrouwbaar zou maken. Ondanks dit advies zijn toch en zelfs bij



↑ **Figuur 7** Grout vanuit de staartspleet kan in sommige gevallen teruglopen langs de staart van de tunnelboormachine en daar aanleiding geven tot verhoogde belasting



↑ **Figuur 8** Gemeten en berekende zettingstroggen

herhaling bij verschillende tunnels drukmetingen gedaan. Ten dele is de voorspelling wel uitgekomen: drukmetingen zijn moeilijk gebleken, en drukken moeilijk voorspelbaar. Desondanks hebben deze metingen, zie Talmon & Bezuijn (2005), wel belangrijk bijgedragen tot de ontwikkeling van het inzicht in de drukverdeling en de drukontwikkeling op de tunnelwand.

Uit verschillende evaluaties van de krachtverdeling in de tunnelwand, zie o.a. Bakker (2000), kwam naar voren dat de initiële grondspanningen, de terreinspanningen, daarbij slechts een ondergeschikte rol hebben gespeeld. De tapsheid van de TBM in combinatie met een beperkt volumeverlies tijdens het grouten, maakt dat radiale ontlasting van de grond rondom de tunnel bijna volkomen is, zie *figuur 7*. De uiteindelijke belasting wordt dan meer bepaald door het groutproces en de verdeling van de grout injectieopeningen, dan door de oorspronkelijke terreinspanningen, Bezuijn & Talmon (2005). Of daarmee de rol van de initiële grondspanningen ook voor de gehele levensduur beperkt blijft, hangt echter af van de kruipgevoeligheid van de grond, zie ook Brinkgreve en Bakker (2001).

Recent onderzoek bij het COB, zie Hoefsloot et al. (2005), heeft ook aan het licht gebracht dat het toepassen van een druk randvoorwaarde tussen tunnel en grond, "een groutdruk modellering", een betere overeenstemming tussen gemeten en voorspelde vervormingen geeft dan het toepassen van het zgn. contractiemodel, zie ook het vervolg.

MAAIVELDZETTINGEN

Dat er wat aan de hand was met de voorspelbaarheid van de maaiveldzettingen bleek al vrij spoedig bij een vergelijking tussen voorspellingen en metingen bij de 2^e Heinenoord tunnel. Ofschoon de verwachtingen ten aanzien van de numerieke modellen hoog waren gespannen, bleken alleen de voorspellingen met het empirische model van Peck (1969), voor een volumeverlies van ca. 1 %, een redelijke overeenkomst met de metingen te vertonen. De numerieke modellen daarentegen waren in eerste instantie verre van nauwkeurig. Met name de modellering van het volumeverlies als een alzijdige centrische contractie, in combinatie met een Mohr-Coulomb model voor de grond, gaf een ruimschoots te brede en te ondiepe voorspelling van de zettingstrog. Vanwege het belang om in de nabije toekomst betrouwbare 3D berekeningen te kunnen maken voor situaties van boortunnels in bebouwde omgeving, is veel onderzoek gedaan om de betrouwbaarheid van de numerieke berekeningen te verbeteren. Al vrij spoedig was het het projectbureau Noord-Zuidlijn, dat op basis van 2^e orde evaluaties de oplossingsrichting aangaf en verwees naar een groutdrukmodellering als mogelijke oplossingsrichting voor het beter voorspelbaar maken van zettingen, zie Van Dijk & Kaalberg (1998).

Meer recent onderzoek, zie Möller (2004), bevestigt deze uitkomsten ook met behulp van 3D berekeningen. In aanvulling daarop zijn bij Plaxis BV met een nieuw ontwikkeld materiaalmodel voor kleine rekken, een zgn. Small strain stiffness materiaalmodel, zie Benz

(2006), nog berekeningen gemaakt die de indruk wekken dat daarmee de zettingsvoorspelling nog verder wordt verbeterd, zie ook *figuur 8*.

VERVORMING VAN DE TBM BIJ DE WESTERSCHELDE TUNNEL

Tijdens het boren van de Westerschelde tunnel werd, tijdens het boren van de 1^e buis, op een zeker moment geconstateerd dat zich onverwachte vervormingen van de staart van de TBM ontwikkelden. Vervormingen die overeenkomst leken te hebben met plooi-vervormingen, wat gezien de rondom de buis heersende reguliere grondspanningen onverwacht mag worden genoemd. Plooiën zou een relatief hoge druk op de staart van de TBM veronderstellen, terwijl tot dan werd aangenomen dat door het toepassen van de gebruikelijke tapsheid van de boormachine eerder een verlaagde spanning zou worden verwacht, in ieder geval lager dan voor plooiën zou moeten worden verondersteld. Daarbij werd aangenomen dat de grond rondom de staart nog een elastische bedding zou hebben die het plooiën ook onwaarschijnlijk maakte. Plooiën van de mantel zou alleen kunnen worden verklaard bij een aanzienlijk hogere buitendruk in combinatie met het wegvallen van de veerreactie van de grond. Een dergelijke situatie werd op basis van de gebruikelijke theorieën niet verwacht en derhalve stond men min of meer voor een raadsel. Wel ontstond al snel de hypothese dat, indien er grout of bentoniet vanaf de graafkamer of vanuit de staartspleet langs de machine zou stromen, de drukken daarvan mogelijk tot plooiën aanleiding zouden kunnen geven. Tijdens de bouw van de Westerschelde tunnel was dit echter een nog onverwacht mechanisme.

Inmiddels zijn we een paar jaar verder en is er met de groutdrukmodellen van Bezuijn en Talmon meer inzicht verkregen in de ontwikkeling van drukverdelingen en rijpt het inzicht dat zeker bij de wat diepere tunnels de stijfheid van de grond, in combinatie met ongedraineerd gedrag van de grond, het aanliggen van de grond aan de TBM niet altijd kan worden verzekerd. Bij de gebruikelijke tapsheid van de TBM, welke vaak overeenkomt met een contractie van ongeveer 0,4 %, kan de grond de benodigde vervorming niet altijd volgen. De huidige inzichten, in combinatie met een 1D proefmodel (Bezuijn & Bakker 2006), neigt er naar te veronderstellen dat de grond zeker de laatste meters van de staart niet altijd aanligt, en dat zich deze ruimte dan vanaf de staart-



↑ **Figuur 9** Proefopstelling voor de bepaling van de invloed van het tunnelboren op bestaande paalfunderingen

spleet met grout vult, waardoor het ook groutdruk is waarmee de staart van de TBM wordt belast, zie *figuur 7*. Groutdrukken op de staart van de TBM kunnen een stuk hoger uitvallen dan de omgevingsdruk en zouden een verklaring kunnen zijn voor de bij de Westerschelde tunnel geconstateerde vervormingen van de staart van de TBM.

INVLOED VAN BOREN OP PAALFUNDERINGEN

Door het projectbureau Noord-Zuidlijn is bij de aanleg van de 2^e Heinenoord tunnel uitgebreid onderzocht wat de invloed van het boren op bestaande paalfunderingen is, zie *figuur 9*. Een van de motieven daartoe was de vrees dat door het boren van een tunnel en de daarmee door het “volumeverlies” gepaard gaande grondontspanning, de puntopspanning rond een paalkop verstoord zou kunnen worden, en dat daarmee het draagvermogen van de paal zou worden aangetast. Uit analytisch en numeriek onderzoek wordt echter geconcludeerd dat deze ontspanning zich tot een beperkte zone rondom de tunnel uitstrekt. Cilinder symmetrische berekeningen met contractie duiden erop dat de rek rondom de tunnel, gerekend vanaf de tunnelwand, met een factor $1/r^2$ afneemt, Verrijt (1993). Daar komt bij dat de rekken in de grond door het volumeverlies bij het graven, (vaak tussen 0,5 en 1,0 %), toch al vrij beperkt zijn, waardoor plastische rekken in een zone verder dan $D/2$ gerekend naast de tunnelwand, minder waarschijnlijk zijn. Waarschijnlijk geldt deze conclusie niet voor de zone boven de tunnel.

Als resultaat van de monitoring en geocentri-fuge onderzoek, zie Kaalberg (2005), is een zonering voorgesteld, waarbij te verwachten is

dat:

- als de paalvoet is geplaatst in zone A, zie *figuur 10*, vlak boven de tunnel, de zettingen van de palen groter zijn dan de maaiveldzakkingen;
- in zone B, naast de tunnel, de paalvoet de zakende grond volgt en er aan het maaiveld gelijke zakkingen zullen optreden als zullen optreden als ter hoogte van de paalvoet, en
- in zone C nog verder naast de tunnel minder zettingen dan het maaiveld worden verwacht.

Bijgaand resultaat komt goed overeen met het resultaat van Engels onderzoek van Selemetas (2005) in een geocentrifuge.

In een eerder geocentrifuge onderzoek van GeoDelft werden grotere zakkingen gemeten dan in het Engelse onderzoek en bij de monitoring, waarschijnlijk omdat toen een groter volumeverlies werd opgelegd (tot 7%), en de palen waren geplaatst in zeer vast zand. Voor een uitgebreider verslag van het Nederlandse onderzoek en de resultaten daarvan wordt nogmaals verwezen naar Kaalberg et al. (2005).

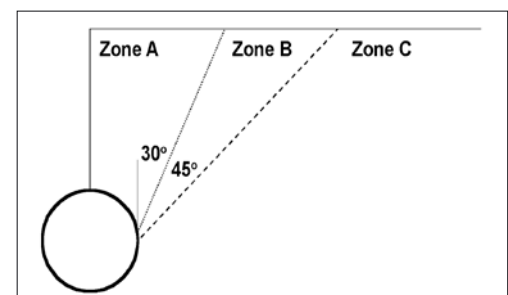
VERVORMINGEN VAN DE TUNNEL ALS BUIS IN DE GROND

In het artikel van 10 jaar geleden, zie Bakker (1997), werd op basis van de relatief “slappe” Nederlandse bodem verondersteld dat de vervormingen van de tunnelbuis in de grond reden voor aanvullend onderzoek zou kunnen geven. Met name werd daar gewezen op de mogelijke invloed van “stijvere punten of stijvere zones” in de fundering van de tunnelbuis, zoals bij de overgang van startschacht naar Holocene bedding en/of de overgang tussen

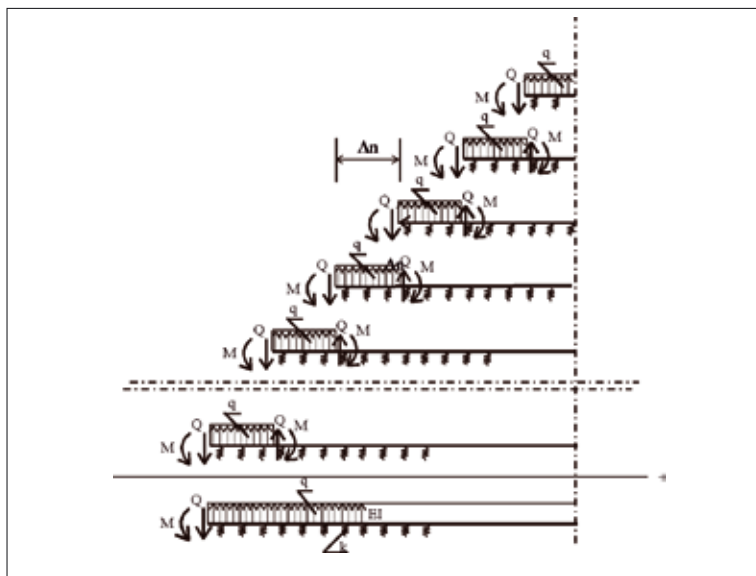
Holoceen en Pleistoceen als punten van spanningsconcentraties.

Nu is het niet eenvoudig om nauwkeurige metingen te doen naar de liggerwerking en de langsvormingen van tunnels. Bij de 2^e Heinenoord tunnel is daar een poging toe gedaan, waarvan de uitkomsten niet geheel onomstreden zijn. Daarna is vervolgonderzoek gedaan bij de Sophia spoortunnel, waarbij ook met 3D modellen aan de liggerwerking is gerekend, en vervolgens zijn nog bij de aanleg van de Groene Hart tunnel aanvullende metingen naar de vervormingen gedaan. Om met die laatste te beginnen: uit die metingen met de slangenwaterpas is naar voren gekomen dat de tunnelbuis in de grout toch onverwacht grote verticale verplaatsingen ondergaat, waarvan het maximum tussen de 30 en 70 mm varieert. Vanwege de grootte van de verticale vervormingen zijn ook deze metingen niet onomstreden. Wel is duidelijk dat de vervormingen primair optreden in de meer flexibele groutzone achter de TBM, en met name onder invloed van het al dan niet graven of stilstaan van de TBM.

Voor wat betreft het numerieke rekenen in 3D: voor een evaluatie van metingen bij de Sophia spoortunnel zijn door COB-commissie F220 zowel met DIANA als met Plaxis 3D tunnel berekeningen gemaakt, zie ook COB nieuws no. 29; de uitkomsten van de verschillende berekeningen lopen niet zoveel uit elkaar. Dat komt wellicht ook omdat uit een numerieke uitwerking blijkt, dat de bij het mechanisme liggerwerking optredende rekken in de grond relatief klein blijven. Wellicht is dan ook de meest voor de hand liggende conclusie ten aanzien van het rekenen aan liggerwerking dat hiervoor ook met relatief simpele analytische modellen kan worden volstaan, zoals bedacht door Boogaards (1999) en later toegepast door Hoefsloot (2002); zie *figuur 11* voor de modellering en *figuur 12*



↑ **Figuur 10** Zonering voor de bepaling van het effect van het tunnelboren op paalfunderingen; bij een paalvoet in zone A zakt de paal meer dan de grond; in zone B volgt de paal de vervorming van de grond; in zone C zakt de paal minder dan de grond



↑ **Figuur 11** Conceptueel model van Bogaards (1999) ter berekening van het liggereffect door de gefaseerde bouw van een boortunnel

voor een vergelijking tussen modeluitkomsten en metingen.

DWARSVERBINDINGEN

Met name rondom het vraagstuk van tunnelveiligheid is voorafgaande aan de aanleg van de Westerschelde tunnel veel risicoanalytisch onderzoek uitgevoerd, waaruit naar voren kwam dat minstens elke 250 m een dwarsverbinding nodig is. Dat is een afstand die daarna voor veel andere tunnels ook normstellend is geworden. De opgave om die dwarsverbindingen dan vervolgens te maken, is van meer technische aard. Reeds bij de aanleg van de Botlek spoortunnel was hier ervaring opgedaan met vriestechnieken. Dat is ook de oplossing die vervolgens bij de Westerschelde tunnel is gekozen en uitgevoerd. Een oplossing die weliswaar relatief duur is, maar die in de praktijk ook heel betrouwbaar is gebleken. Mede vanwege die betrouwbaarheid is te verwachten dat deze techniek in de toekomst nog wel vaker zal worden toegepast.

Bij de Groene Hart tunnel, die slechts een enkele buis betreft, is het tunnelveiligheidsprobleem anders opgelost, namelijk door de buis in de doorsnede in twee gescheiden compartimenten te verdelen door het plaatsen van een tussenwand, met vluchtdeuren.

EVALUATIE VAN DE ERVARINGEN

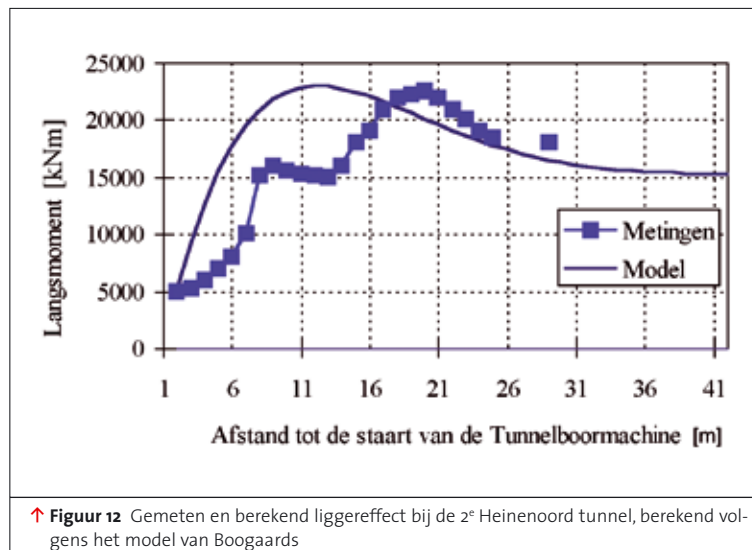
Het onderzoek naar de groutbelastingen in combinatie met het constructieve onderzoek van de tunnel lining heeft ons geleerd dat de dimensionering van de tunnelwand, i.e. de keuze van de wanddikte en bijbehorende

wapening, niet zozeer door de grondbelasting wordt bepaald, maar in belangrijker mate door de (vijzel)krachten die de tunnelboormachine op de tunnel uitoefent.

Als het primair de grond- of groutbelastingen zouden zijn die voor de wanddikte van de tunnel bepalend zijn, dan zou hier nog wel enigszins op bespaard kunnen worden. Dat blijkt in de praktijk anders uit te pakken. Willen we toch tot reductie van de tunnelwand en dus tot kostenbesparing komen, dan zal ook naar de TBM moeten worden gekeken om de afzetkrachten te beperken, of in ieder geval de effecten daarvan te verminderen.

Wellicht moet hier nog wel het voorbehoud worden gemaakt dat de meeste tunnels waarop de waarnemingen en berekeningen zijn gebaseerd, voor het grootste deel in het Pleistocene zand waren gelegen. Voor tunnels die voor een groter deel in slappe Holocene lagen zijn gelegen, zou dit anders kunnen liggen: met name de invloed van kruip zou tot hogere belastingen op de lining kunnen leiden. Dit heeft er bij het ontwerp van RandstadRail o.a. toe geleid dat nu over een deel van het traject is gekozen voor een stalen lining, die onderling aan elkaar wordt gebouwd om tot een grotere sterkte te komen.

Ten aanzien van de geotechnische vervormingen: het zijn niet zozeer de normale maaiveldzakkingen die zorgen baren. Deze zijn bij een goed functionerend boorproces redelijk goed te beperken tot ongeveer 0,5 % van het ontgraven volume. Meer zorgen baart het handhaven van de stabiliteit van het graaffront. Het blijkt in de praktijk toch moeilijk om instabiliteiten geheel te voorkomen. Daardoor wordt het voor-



↑ **Figuur 12** Gemeten en berekend liggereffect bij de 2^e Heinenoord tunnel, berekend volgens het model van Boogaards

komen van een instabiliteit, en/of het beperken van de effecten van een instabiliteit, voor een bouwproject in de stad, van groter belang dan het beheersen van de “normale” maaiveldzakkingen. Inmiddels weten we dat de waterdruk in de graafkamer vanwege beperkte afpleistering van het graaffront maatgevend kan zijn bij de beoordeling van de stabiliteit. Gelukkig zijn er inmiddels ook verbeterde modellen beschikbaar gekomen, waarmee de stabiliteit beter is te beoordelen, zie Broere (2001).

Ten aanzien van de voorspelbaarheid van maaiveldzakkingen is een belangrijke stap voorwaarts gezet. Naast het empirische model van Peck (1969), lukt het nu ook met numerieke modellen heel aardig om de zettingstrog, zowel in diepte als ook in breedte, goed te voorspellen. Daarmee is de weg geopend om ook voor complexe situaties in de stad, waar een beoordeling van 3D effecten van het boren op bestaande bebouwing nodig is, tot een advies te komen. Daarbij is het van belang om de groutdrukken te kennen en te modelleren. Het toepassen van een Small strain materiaalmiddel voor de grond, bijvoorbeeld het Plaxis Hssmall model van Benz (2005), draagt verder bij aan de betrouwbaarheid van de verkregen resultaten.

Verder wordt aanbevolen om de in Delft Cluster kader ontwikkelde groutdrukmodellen verder te integreren met de beschikbare numerieke modellen. Dat zou belangrijk kunnen bijdragen aan de toepasbaarheid van de numerieke gereedschappen voor ondergronds bouwen. Het wordt dan mogelijk om de belastingen op de TBM beter te analyseren en wellicht kunnen de krachten die de TBM op de tunnelwand uit-

oefent dan nog verder worden beperkt. Als we daarin slagen, zou dat in sommige gevallen tot verdere besparingen op de tunnelconstructie kunnen leiden, en daarmee op de kosten van het tunnelbouwproject.

CONCLUSIES

In het artikel van 1997 lag nog sterk de nadruk op de invloed van slappe grond op het boorproces. Die invloed is ook belangrijk gebleken, maar inmiddels is er ook de ervaring opgedaan dat ten aanzien van flexibiliteit dit niet de enige bron is waar we rekening mee moeten houden. Er is ook een effect vanuit de vervormbaarheid van de tunnelconstructie zelf tijdens het samenbouwen, zoals onder invloed van grouten enerzijds en afhankelijk van de wijze waarop de TBM door de vijzels wordt voortgeduwd anderzijds.

De hooggespannen verwachtingen ten aanzien van de beheersing van de maaiveldzakkingen zijn bij de eerste boorprojecten nog niet gehaald. Later, nadat door middel van monitoring dit proces beter werd begrepen, heeft zich dat sterk verbeterd.

10 jaar na het begin van het eerste boortunnelproject zijn in de Nederlandse bodem inmiddels enkele tunnelrecords gevestigd: De TBM met de grootste diameter (Groene Hart tunnel), de hoogste omgevingsdruk (Westerschelde tunnel), toepassing van het Earth Pressure Balance Shield (EPB) in grof zand (Botlek tunnel) en het grootste aantal boormeters per dag (tunnel onder het Pannerdensch kanaal). Het onderzoek bij deze tunnels heeft internationale bekendheid gekregen. Belangrijke inzichten die met de diverse onderzoeken zijn verworven zijn:

- Voor het boorfront worden tijdens het boren waterspanningen gecreëerd die de stabiliteit van het front kunnen beïnvloeden.
- Welke parameters de groutdruk rondom een lining bepalen en hoe de groutdrukverdeling vervolgens de belasting op de lining en de omliggende grond beïnvloedt.
- Hoe het boorproces kan worden gesimuleerd in een eindige elementen model.
- Dat de vijzelkrachten en de wijze van afzetten van de TBM maatgevend kunnen zijn voor het ontwerp van de tunnelwand en de voegconstructie.

Door deze boorprojecten en het daarbij uitgevoerde onderzoek is de kennis verworven voor de volgende stap: Het boren van tunnels in stedelijke omgeving en in nog slappere Holocene kleilagen.

Met dank aan het Centrum voor Ondergronds Bouwen (COB) en aan Adam Bezuijen, Wout Broere en Cees Blom voor het gebruik van diverse figuren.

REFERENTIES

Autuori, P. & S. Minec (2005), Large diameter tunnelling under polders, Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Bakker, K.J. (1997), Boortunnels in Nederland – stand van zaken met betrekking tot de geotechniek rond de Tweede Heine Noord tunnel, Geotechniek, 1997 no. 1, p. 4 –11

Bakker, K.J. (2000), Soil Retaining structures, development of models for structural analysis, Balkema, 2000, Rotterdam

Benz, T. (2006). Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Ph.D. Thesis, Stuttgart Universität.

Bezuijen, A. & A.M. Talmon (2005), Grout properties and their influence on back fill grouting. Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Bezuijen, A. & H. van Lottum (eds.) (2005), Tunneling. A Decade of Progress. GeoDelft 1995 - 2005

Bezuijen, A. & K.J. Bakker (2006), Loading on the tail sheet of a TBM including the influence of the tunnel face (Private communication)

Blom, C.B.M. (2002), Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soil, Delft University Press, Delft, The Netherlands

Bogaards P.J., & K.J. Bakker (1999), Longitudinal bending moments in the tube of a bored tunnel. Numerical Models in Geomechanics Proc. NUMOG VII: p. 317-321

Brinkgreve, R.B.J. & K.J. Bakker (2001), Time-dependent behaviour of bore tunnels in soft soil conditions; a numerical study, Proc. ICSMGE, Istanbul, Turkey.

Brinkgreve, R.B.J., K.J. Bakker & P.G. Bonnier (2006), The relevance of small-strain soil stiffness in numerical simulation of excavation and tunnelling projects, Proc. Numog XII, Graz, Austria.

Broere, W. (2001), Tunnel face stability & new CPT applications, Delft University Press.

Centrum Ondergronds Bouwen (2005), 4D-modellen simuleren boorproces, COB-nieuws no. 29

Hoefsloot, F.J.M. & K.J. Bakker (2002), Longitudinal effects bored Hubertus tunnel in The Hague, Proc. 4th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Toulouse 2002

Hoefsloot, F.J.M. & A. Verweij (2005), 4D grouting pressure model PLAXIS, Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Jonker, J. (2002), Botlek spoortunnel, Boren onder de Oude Maas, Betuweroute Kennis

Kaalberg F.J., E.A.H. Teunissen, A.F. van Tol and J.W. Bosch (2005), Dutch research on the impact of shield tunneling on pile foundations. Proc. of 16th ICSMGE, Osaka

Leendertse, W.L. et al. (1997), Analysis of the damage on the tunnel lining due to construction (in Dutch), Bouwdienst Rijkswaterstaat

Möller S.C. & P.A. Vermeer (2005), Prediction of settlements and structural forces in linings due to tunneling. Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Selemetas D., J.R. Standing and R.J. Mair (2005), The response of full-scale piles to tunneling. Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Talmon, A.M. & A. Bezuijen (2005), Grouting the tail void of bored tunnels: the role of hardening and consolidation of grouts. Proc. 5th Int. Symp. on Underground Construction in soft Ground, IS-Amsterdam 2005

Vermeer, P.A., R. Schwab and T. Benz (2006), Two elastoplastic models for small and large strains and their use in engineering practice. Wei Wu, H.-S. Yu (Eds.): Modern Trends in Geomechanics, Berlin: Springer, 2006, pp. 159-174.

Verruijt, A. (1993), Soil Dynamics, Delft University of Technology

Reacties op dit artikel kunnen tot 1 april 2007 naar de uitgever worden gestuurd