

Samenvatting

Dit artikel geeft een voorbeeld van een project waarin Nederlandse expertise op het gebied van zinktunnels en offshore vraagstukken een wezenlijke bijdrage aan een internationaal project levert: de Busan-Geoje Fixed Link in het zuiden van Korea. Dit is een groot infrastructuurproject waarin twee tuibruggen en een offshore zinktunnel worden gerealiseerd.

Samen met het Franse Ingérop en het Koreaanse SeoYeong heeft Arcadis de rol van Independent Design Checker (IDC) vervuld.

Tijdens het uitwerken van het definitieve ontwerp van de zinktunnel zijn een aantal kritieke punten geconstateerd, als gevolg van de offshore ligging van de tunnel. Deze hebben geleid tot wijzigingen ten opzichte van het referentieontwerp. Zo hebben drukverschillen op de tunnel als gevolg van de offshore ligging geleid tot de noodzaak van zwaar aanvulmateriaal. Op hun beurt hebben deze in de toepassing van grondverbeteringen geresulteerd. Tot slot hebben aardbevingsanalyses geleid tot de toepassing van zandkolommen en cement-deep mixing kolommen.

Naar verwachting wordt de Busan-Geoje Fixed Link in 2010 opgeleverd.

De off-shore zinktunnel in het project Busan-Geoje Fixed Link in Zuid-Korea

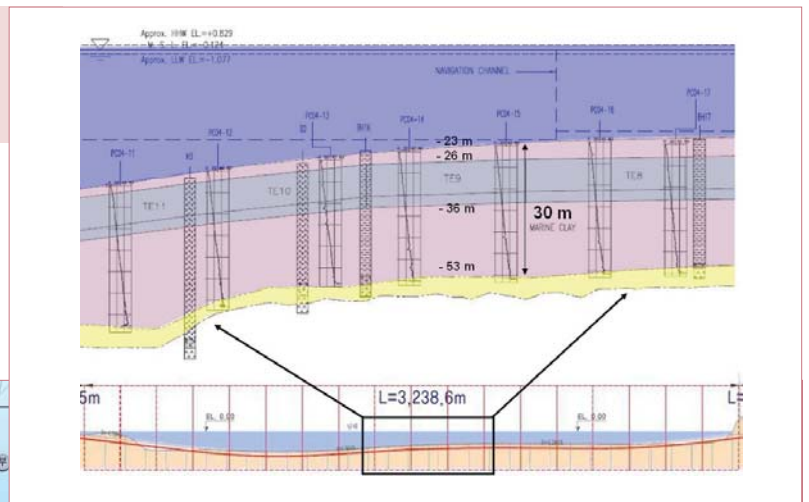
Het project

De Busan-Geoje Fixed Link met een lengte van 8,2 kilometer vormt een verbinding tussen Busan Newport, het havenuitbreidingsproject van Busan en Geoje eiland (figuur 1). De verbinding is noodzakelijk om de bereikbaarheid van de archipel in het zuiden van Korea te verbeteren. Veel werven en industrie zijn op de eilanden van de archipel aanwezig; de bevolking woont echter in het invloedsgebied van Busan.

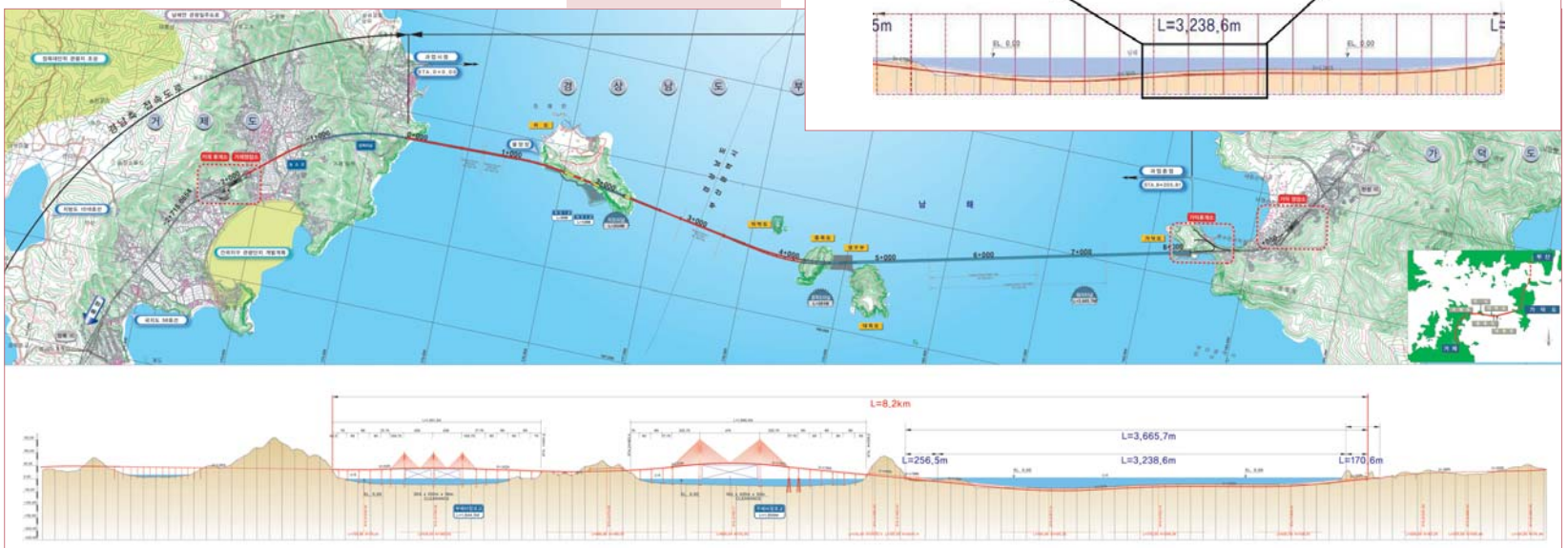
De hoofdonderdelen van de verbinding zijn een afgezonken tunnel van 3.240 meter, een 300 meter lange rotstunnel, een kunstmatig eiland en twee tuibruggen, waarvan één met een hoofdo overspanning van 475 meter en één met twee overspanningen van elk 230 meter. De hele verbinding heeft twee rijstroken per rijrichting voor autoverkeer.

De zinktunnel wordt gebouwd met 18 betonnen elementen van 180 meter lengte en 26 meter breedte. Circa tweederde van de zinktunnel (16 elementen) ligt in een circa 15 meter diepe sleuf onder de zeebodem (figuur 2). De maximale diepte van de zeebodem is circa 40 meter onder de zeespiegel. Aan het uiteinde bij Daejuk eiland is de ligging van de tunnel boven de zeebodem en de tunnel elementen komen daar in een dam te

Figuur 2 Ligging van de tunnel in de zeebodem en bodempopbouw.



Figuur 1 Overzicht van de Busan-Geoje Fixed Link.



liggen. Daarmee is sprake van een diep- en ondiepe ligging van de tunnel.

Het project wordt ontwikkeld door de 'Special Purpose Company' GK Fixed Link. Hierin participeren verschillende banken en de aannemer Daewoo Engineering & Construction met een zevental kleinere aannemers. Ontwerpde partij is de combinatie Cowi Daewoo Engineering. Opdrachtgever is Busan Metropolitan City met de Provincie Gyeongnam, waarmee een 40-jarig concessiecontract is afgesloten voor de bouw en exploitatie van de verbinding.

Independent Design Checker

ARCADIS treedt met het Franse Ingérop en het Koreaanse SeoYeong in het project op als Independent Design Checker (IDC) voor het maken van een onafhankelijke analyse van het ontwerp en het leveren van zogenaamde 'design certificates'. De IDC moet ontwerpfouten voorkomen en de gevraagde technische kwaliteit voor de opdrachtgever garanderen. De IDC heeft een operationele relatie met de ontwerpde partijen en een contractuele relatie met de vergunningsverlenende instanties dan wel de concessiehouder.

Voor het project Busan Geoje Fixed Link zijn alle ontwerpen van de zinktunnel, de twee bruggen, maar ook het ontwerp van het bouw-dok (foto pagina 38), de tijdelijke haven en de hulpconstructies onafhankelijk door de IDC gecontroleerd. Hierbij zijn enkel de ontwerp-tekeningen en de ruwe data - zoals geotechnische en hydraulische gegevens, functionele en ontwerp-eisen – door de opdrachtgever aan

de design checker ter beschikking gesteld. Voor alle relevante onderdelen in het ontwerp zijn op basis van de data en de tekeningen onafhankelijke beoordelingen en controle-berekeningen uitgevoerd.

Golfbelastingen en hun effecten op de tunnel

De zinktunnel in Busan wordt opgebouwd uit 18 betonnen elementen, die aan de uiteinden van tijdelijke stalen kopschotten voorzien zijn. De elementen worden in een droog bouw-dok geprefabriceerd, in een geschikte tijdsperiode van het jaar door sleepboten naar de gewenste locatie gesleept en in een circa 15 m diepe sleuf in de zeebodem afgezonken.

De tunnel ligt in een gebied waar Typhoons en steile golven ten gevolge van de nabij gelegen kust mogelijk zijn. De significante golfhoogte op de tunnellocatie kan oplopen tot 9,2 m. De tot heden gedocumenteerde significante grootste golfhoogte voor een off-shore zinktunnel is 5,3 m bij het project 'Naha immersed tunnel' [1]. De volgende twee kritieke scenario's voor de stabiliteit van de zinktunnel in Busan zijn onderkend:

■ Opdrijven tunnel

Opdrijven van de constructie wordt in dit project voor de ondergrens van het tunnelgewicht inclusief ballastbeton met een veiligheid van 1,060 à 1,075 gecontroleerd. In het algemeen zijn waterstandsverschillen niet significant voor de controle van opdrijven van een zinktunnel. In modelproeven en numerieke berekeningen is echter aangetoond dat de tunnel gevoelig is voor opdrijven ten gevolge van verschillen in door-

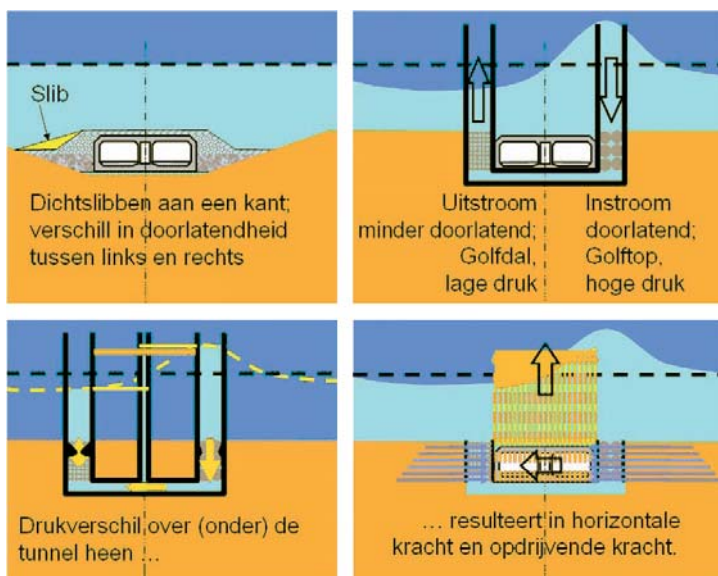
latendheid van het aanvulmateriaal bijvoorbeeld door dichtslibben van de aanvulling aan één zijde van de tunnel en waterstandsverschillen over de tunnel. Tijdens een passage van een golfdal kan er sprake van onvoldoende gewicht zijn om een minimale spanning op het funderingsvlak te garanderen.

■ Horizontale belastingen op de tunnelbuis

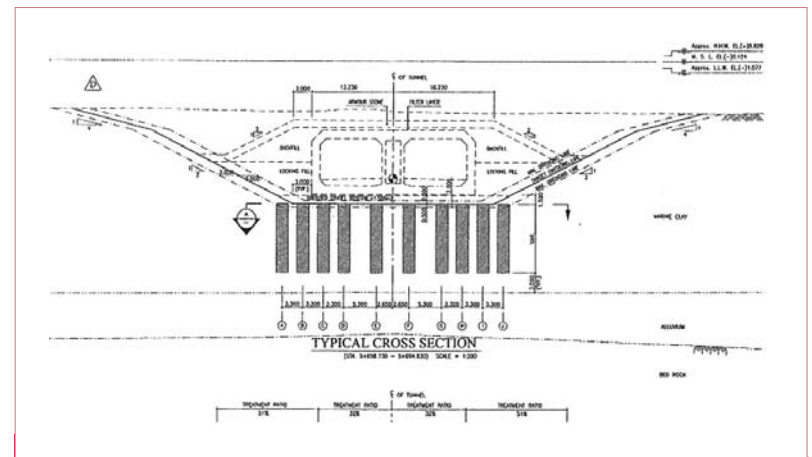
Een hoge gradiënt van de waterhoogte over de tunnel heen ten gevolge van de steile golven in combinatie met het mogelijke verschil in doorlatendheid tussen de instroom- en uitstroomgebieden resulteert in een horizontale kracht op de tunnel (figuur 3). De horizontale kracht op de tunnel was hierbij gekoppeld aan een corresponderende verticale kracht omhoog.

Zwaar aanvulmateriaal naast en op de tunnel is noodzakelijk om voldoende stabiliteit van de tunnel te garanderen (figuur 4). De desbetreffende analyses worden in het vervolg toegelicht.

De hydraulische randvoorwaarden zijn berekend met het numerieke programma MIKE 21. Met het programma is voor de maatgevende snede een significante golfhoogte van 9,2 m met een overschrijdingsfrequentie van 1x per 10.000 jaar bepaald. De maximale golfhoogte is beperkt door de waterdiepte en is berekend op circa 15 m. De vorm van golven aan het wateroppervlak is afhankelijk van de waterdiepte in relatie tot de golfhoogte. In diep water kan de vorm van de golf met een eenvoudige sinusfunctie worden beschreven. Eveneens kan de druk op de zeebodem met een eenvoudige functie worden bepaald. Relatief ondiep water maakt de golf



Figuur 3 Effect van het verschil in doorlatendheid op waterdrukverdeling rond de tunnel.



Figuur 4 Dwarsdoorsnede zinktunnel diepgelegen ligging.

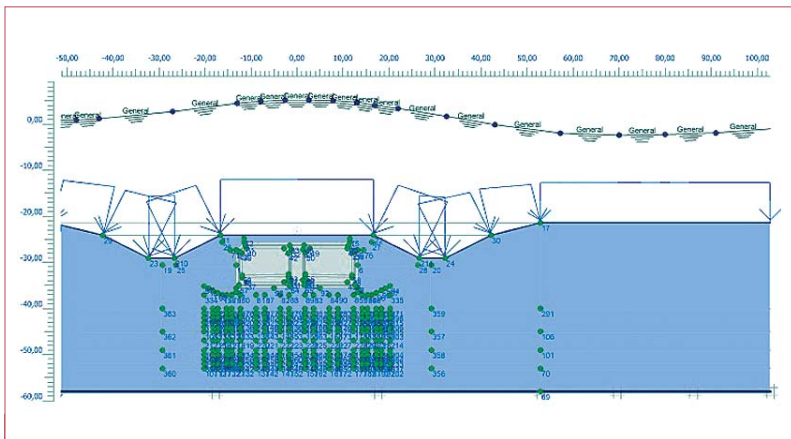
steiler tot het punt waarop de golf wil breken. Een beschrijving van de vorm van de golven op basis van een sinusfunctie is niet meer mogelijk. Hier is een beschrijving op basis van de 'stream function theory' mogelijk [2]. Op de zeebodem resulteren de golven in drukvariaties en een orbitaalbeweging. Dit is een cirkel-/ellipsvormige beweging van waterdeeltjes tijdens het passeren van een golf. Voor de specifieke projectsituatie was het effect van de orbitaalbeweging op de drukvariaties verwaarloosbaar. De drukvariaties van de golven op de zeebodem resulteren in een grondwaterstroming en verschillende waterspanningen rond de tunnel en in het aanvulmateriaal.

Om het effect op de tunnel van de geconstateerde drukvariaties op de zeebodem en rond de tunnel te bepalen zijn omvangrijke Plaxflow- en Plaxisberekeningen uitgevoerd. Het voordeel van Plaxis gecombineerd met Plaxflow is dat de juiste geotechnische en geohydraulische randvoorwaarden in een model geïmplementeerd kunnen worden. Hierbij zijn eerst met Plaxflow de waterspanningen in het aanvulmateriaal en de bodem respectievelijk de drukken rond de tunnel bepaald. Uitgangspunt in PlaxFlow was de drukverdeling van de golven op de zeebodem (figuur 5). In de stromingsberekening is een 'steady state groundwater flow' aangenomen.

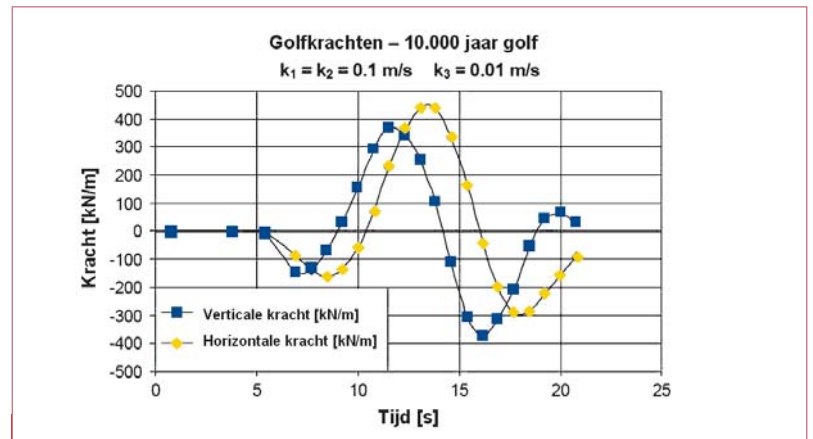
Dit is realistisch omdat de drukgolven met een veel hogere snelheid lopen dan de golven zelf. Traagheidseffecten van met name de tunnel (inertia) zijn verwaarloosd. Dit gezien het feit dat de golf voldoende lang boven de tunnel aanwezig is om het hele massasysteem van grond, tunnel en water te versnellen. Met variatie van de locatie van de golven boven de tunnel zijn met PlaxFlow de drukken rond de tunnel berekend. Het effect van verschillende doorlatendheden op de berekende drukverdeling, respectievelijk de resulterende belastingen op de tunnel zijn daarmee eveneens onderzocht. De doorlatendheid is hierbij binnen de mogelijke grenzen gevarieerd. Het resultaat voor de 10.000 jaar golf en voor een verschil in doorlatendheid van een factor 10 (doorlatendheid uitstroomgebied factor 10 lager dan instroomgebied) is weergegeven in figuur 6. De berekende maximale verticale kracht per strekkende meter tunnel omhoog is circa 380 kN. De maximale horizontale kracht is circa 450 kN. Hierdoor wordt duidelijk dat de reactiekrachten horizontaal en verticaal omhoog niet in fase zijn. De grootste opwaartse kracht treedt op als een golfdal boven de tunnel aanwezig is. De grootste horizontale kracht treedt op als het grootste drukverschil over de tunnel heen optreedt. Op basis hiervan is de meest ongunstige situatie berekend, waar de tunnel de grootste horizontale

vervorming ondergaat. Verder is de minimale dekking bepaald om een minimale oplegdruk van 5 kPa te waarborgen.

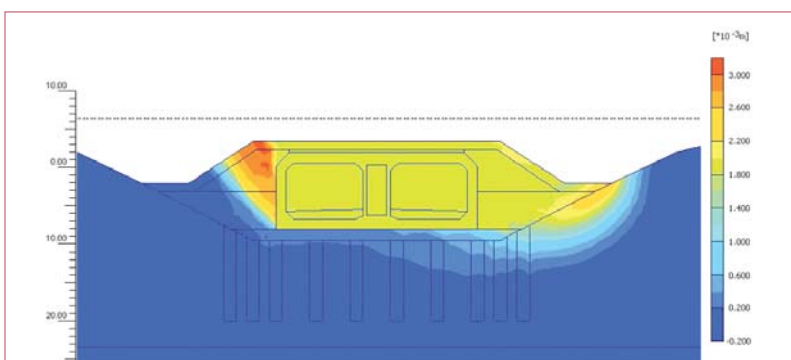
Om de deformaties van de tunnel te kunnen bepalen en om de stabiliteit van de gehele constructie te beoordelen, zijn numerieke berekeningen met Plaxis uitgevoerd. De waterspanningssituatie is vooraf met PlaxFlow berekend en als randvoorwaarde in Plaxis overgenomen. De bodemparameters voor Plaxis zijn op basis van oedemeterproeven bepaald, die voor het project in voldoende hoeveelheid beschikbaar geweest zijn om een statistische analyse uit te voeren. Triaxiaalproeven stonden in mindere mate ter beschikking en zijn gebruikt ter verificatie. Gezien de ontlast- en herbelastingssituatie is voor de zeeklei gebruik gemaakt van het Hardening Soil model. Het aanvulmateriaal, het zand en de verweerde rots zijn gemodelleerd met Mohr-Coulomb. Gezien de kortdurende belasting van de golven op de tunnel is de klei ongedraineerd en met een verhoogde dynamische stijfheid gerekend. De berekende maximale horizontale deformatie ten gevolge een golfpassage was in de orde van grootte van 40 mm. Ten slotte is op basis van het Plaxis-model inzicht in mogelijke bezwijkmechanismen verkregen (figuur 7).



Figuur 5 Verloop waterdruk op zeebodem in Plaxflow.

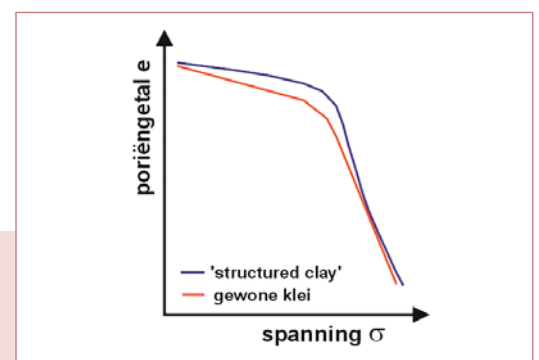


Figuur 6 Resulterende krachten op de tunnel door waterdrukken.



Figuur 7 Mogelijk bezwijkmechanisme rond de tunnel.

Figuur 8 Spanning- en vervorming-gedrag klei en 'structured clay'.



Grondsoort		Gewicht		Samendrukparameter			Sterkteparameter		
		γ_{nat} [kN/m ³]	e_o [-]	C_c [-]	C_{rc} [-]	C_α [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
Marine clay 'structured clay'	Gemiddeld	14,7	2,44	1,25	0,091	0,044	25	3	Variabel*
	Bandbreedte	n.b.	1,99-3,24	0,83-1,82	0,041-0,133	0,029-0,064	n.b.	n.b.	n.b.

n.b. = Niet bepaald * is een functie of OCR en verticale effectieve spanning, indicatie $c_u = 20$ à 50 kPa

Tabel 1 Bodemparameters zeeklei.

Fundering

De grondslag van de tunnel wordt gevormd door een dikke laag zeeklei tot circa 30 meter onder de zeebodem (figuur 2). Hieronder bevindt zich een laag zand en grind, met daaronder verweerde rots. De eigenschappen van de zeeklei eisten de nodige aandacht. Normaal gesproken is er door veroudering van een kleiafzetting, 'ageing' genoemd, sprake van een zekere overconsolidatie van dit soort afzettingen. Op basis van het ter beschikking staande onderzoek was dit voor deze zeeklei niet te constateren. Opvallend was dat de klei zich bij lage spanningsniveaus behoorlijk stijf gedroeg, terwijl bij grotere spanningen de vervormingen sterk toenamen (tabel 1). Verder was het soortelijke gewicht laag in relatie tot de stijfheid bij herbelasting.

De klei is uiteindelijk geclassificeerd als een 'structured clay'. Dat wil zeggen er zijn chemische kalkverbindingen in de klei, die bij relatief kleine spanningen voor een relatief hoge stijfheid zorgen [3], [4]. In figuur 8 is dit schematisch weergegeven voor een 'gewone' klei en een 'structured clay'. Worden de kalkverbindingen verbroken door toename van het spannings-



Grondverbetering SCP-procédé westzijde tunnel.

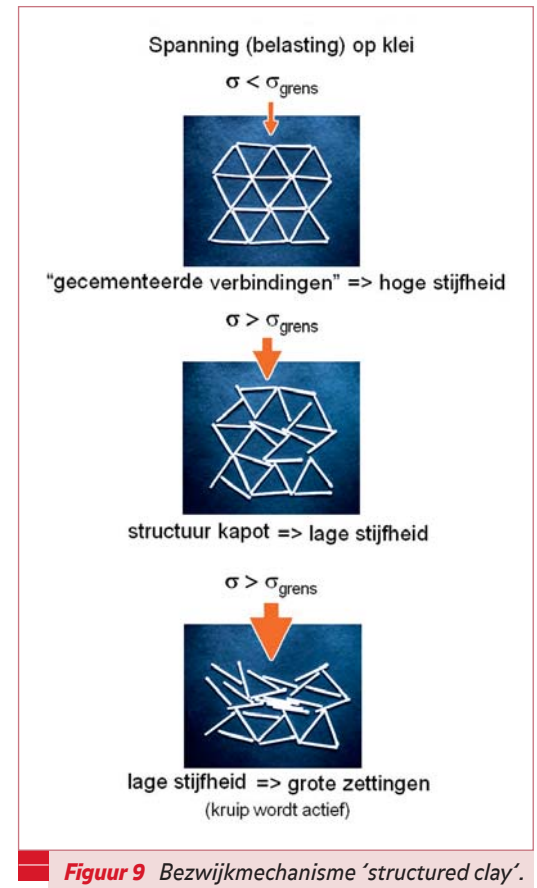
niveau tot boven de zogenoemde 'grenspanning', dan vallen deze als een kaartenhuis in elkaar en gedraagt de klei zich uiterst slap (figuur 9). Ook kunnen kruipeffecten gereactiveerd worden.

Doorgaans is het gewicht van de tunnel onder water en de aanvulling naast de tunnel lager dan het gewicht van de ontgraven grond. Per definitie wordt dan het spanningsniveau onder de tunnel niet hoger dan de van origine aanwezige spanning. Bij deze tunnel is echter als gevolg van de offshore condities, zoals boven uitgelegd, een zware aanvulling op en naast de tunnel noodzakelijk om voldoende weerstand te kunnen bieden aan golfdrukken. De grondspanning onder de tunnel loopt daarmee tot voorbij de grenspanning op, waarmee de zettingen van de tunnel sterk toenemen. Gepaard hiermee zijn grote zettingverschillen te verwachten. Deze kunnen op hun beurt tot voegopeningen leiden, mogelijk tot voorbij de capaciteit van de dichtingsprofielen.

Om de genoemde onzekerheden ten aanzien van zettingen op te lossen, zijn verschillende grondverbeteringstechnieken toegepast. Aan de uiteinden van de tunnel is de kleilaag onder de tunnel relatief dun. Hier wordt de klei vervangen door breuksteen. Over het grootste deel van het traject wordt de tunnel gefundeerd op een raster van in de grond gevormde kolommen, volgens het Cement Deep Mixing (CDM) procédé.

Vanaf een ponton wordt hierbij een schoep aan een boorstang de grond ingedraaid die de klei vermengt met cement. Het betreft kolommen met 90 centimeter diameter per kolom die hier als doorlopende wanden in langsrichting onder de tunnel zijn aangebracht (figuur 5). De stijfheid en sterkte van de klei wordt door de CDM-kolommen voldoende verhoogd om ongewenste zettingen te voorkomen.

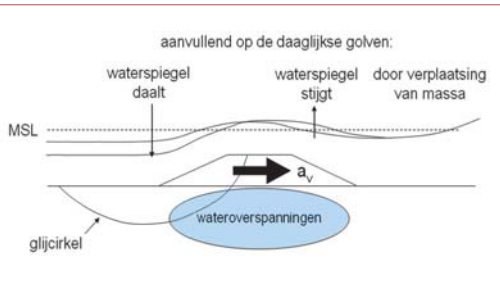
Aan de westzijde komt de tunnel in een damconstructie, die op de zeebodem wordt aangelegd, te liggen. De CDM-methode wordt hier minder geschikt geacht. Dit omdat ten gevolge van de uitvoeringsmethode schijven kunnen ontstaan,



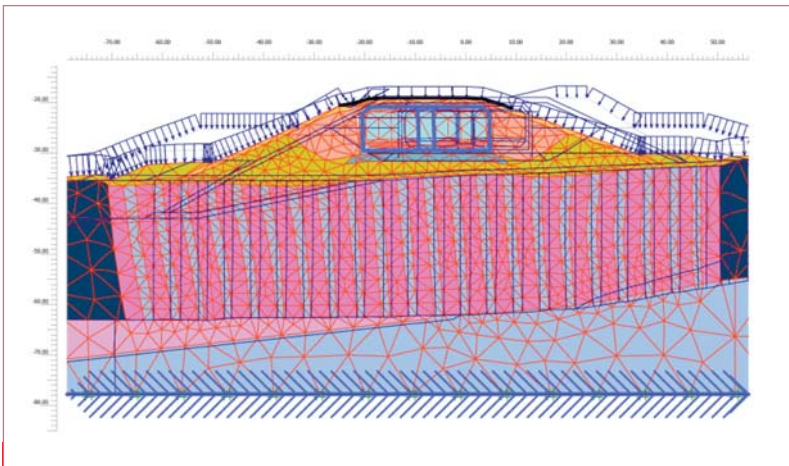
Figuur 9 Bezwijkmechanisme 'structured clay'.

die tijdens een aardbeving een potentieel glijvlak kunnen vormen. Als oplossing is hier gekozen voor het toepassen van zandkolommen volgens het Sand Compaction Pile (SCP) procédé. Deze zandkolommen met een diameter van 1,2 à 1,8 meter worden tot een recorddiepte van circa 60 meter aangebracht (foto hiernaast). Op het kolommenraster wordt de dam aangebracht met een zekere overhoogte, waardoor na het plaatsen van de tunnelelementen de restzetting zeer gering zal zijn.

Voor het ontwerp van de fundering met grondverbetering is eveneens gebruik gemaakt van een groot aantal Plaxis-modellen voor zowel de diepe ligging in de sleuf alsook de hoge ligging van de tunnel in de dam. Hierbij is rekening gehouden met alle mogelijke belastingssituaties, zoals bij voorbeeld een gezonken schip op de tunnel. De lengte en de locatie van de kolommen zijn vervolgens geoptimaliseerd. In verband met de CDM en SCP methode wordt opgemerkt dat de independent design checker naast het ontwerp ook uitvoeringsaspecten heeft beoordeeld. Voor de twee genoemde technieken zijn technische specificaties opgesteld. Bij de CDM-methode is bijvoorbeeld de juiste sterkte een belangrijk aspect. Enerzijds moeten de kolommen voldoende sterk en stijf zijn. Aan de andere kant dienen de kolommen



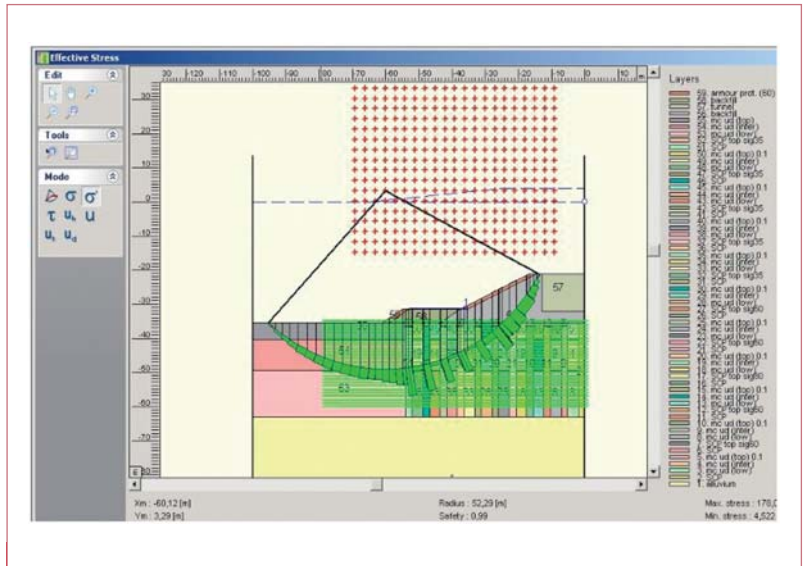
Figuur 10 Schematisatie hydrodynamische effecten op het glijvlak van een dam tijdens een aardbeving.



Figuur 11 Plaxis model aardbevingsanalyse.

Aardbeving	Jaar	M	Dam	Versnelling k_h	Veiligheid SF	Gevolgen aardbeving	
Santa Barbara	1925	6.3	Sheffield dam	$0,10^*g$	1,2	Totaal bezwiken	
Santa Fernando	1971	6.6	Santa Fernando Dam	beneden	$0,15^*g$	1,3	Waterzijde talud bezwiken
				boven	$0,15^*g$	2-2,5	Landzijde afkalven grond

Tabel 2 Geconstateerde bezwijktoestanden van aarden dammen tijdens aardbevingen (Bron: Seed 1979).



Figuur 12 Schematisatie met MStab.

niet te sterk zijn om de kolommen tijdens het afkappen en ontgraven op de juiste diepte niet te beschadigen.

Aardbevinganalyse dam

Aan de westzijde lopen de laatste twee elementen van de tunnel in een verhoogde ligging door een dam. In het voorontwerp was de dam voorzien van 1 op 1,5 taluds zonder steunberm. Het voorontwerp was echter gebaseerd op de uitgevoerde modelproeven ten behoeve van de afmetingen van de tetrapodes van de waterkering. Hierbij is geen rekening gehouden met de totale stabiliteit van het gehele grondmassief onder de dam. Bovendien hebben aardbevingen en de steilheid van de golven boven het talud een negatief effect op de taludstabiliteit die eveneens geen onderdeel vormen van de modelproeven. Ten gevolge van een aardbeving wordt de gradiënt van golf boven het talud van de dam hoger (figuur 10). Verder ontstaan er wateroverspanningen in de grond onder de tunnel tijdens een aardbeving.

Dat de genoemde effecten tot instabiliteit van aarden dammen kunnen leiden, wordt duidelijk in tabel 2 die aan artikel [5] is ontleend. Voor de 'Sheffield dam' was in 1925 voor een berekende veiligheid van SF = 1,2 bij een aardbeving van

M = 6,3 op de schaal van Richter met effectieve horizontale aardbevingsversnelling van $0,1^*g$ (gravitatieversnelling) een totaal bezwijken van de dam geconstateerd. Een analyse van de stabiliteit van de dam met de ingebouwde tunnel was noodzakelijk.

Ten behoeve van de aardbevinganalyses voor de zinktunnel zijn accelogrammen gehanteerd, passend bij de seismische zone. Het betreft echter de versnellingen van de diepe rots. Om representatieve versnellingniveaus van de aarden dam te verkrijgen zijn dynamische Plaxis-berekeningen uitgevoerd. Hierbij is middels het programma NERA [6] het uitgangssignaal op de rots bepaald, het zogenoemde 'rock outcrop signal'. Dit is als randvoorwaarde in Plaxis opgegeven (figuur 11). Op basis van de in het Plaxis handboek beschreven methodiek zijn mogelijke versnellingen van de dam met de tunnel berekend [7]. Ter plaatse van de tunnel kunnen aardbevingen optreden die maximale versnellingen van circa $0,15g$ opwekken. Het betreft een aardbeving in de orde grootte van 6 à 6,5 op de schaal van Richter.

In de huidige versie van Plaxis wordt de opwekking van wateroverspanningen ten gevolge van een aardbeving niet betrouwbaar berekend.

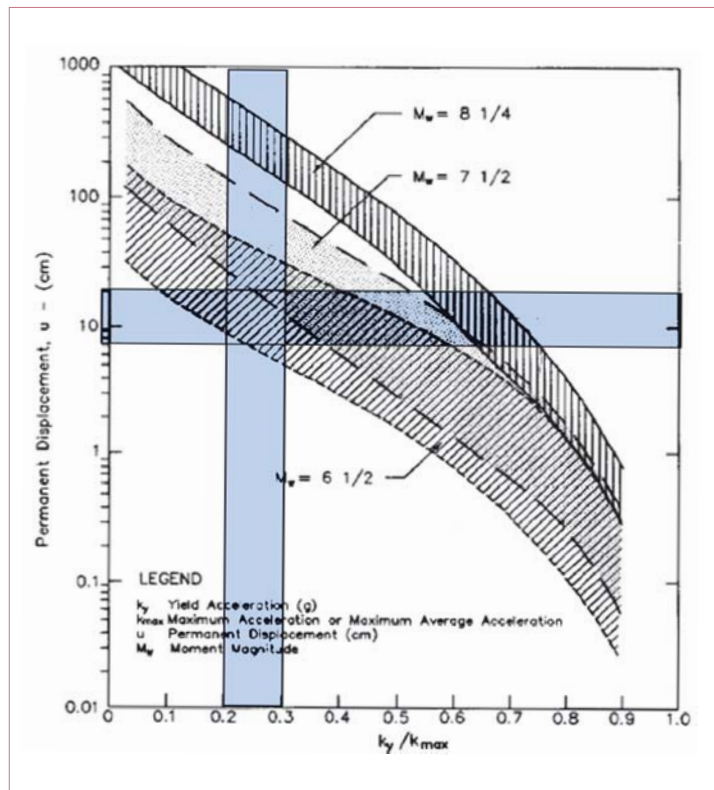
Daarom is gekozen om de stabiliteitsberekeningen met een glijcirkel programma te berekenen. Hierbij is gebruik gemaakt van het programma MStab van DelftGeoSystems [8]. Om de juiste spanningssituatie in de modellering met MStab mogelijk te maken, zijn een aantal schematisatiestappen nodig geweest. Onder andere treedt door boogwerking een spanningsverhoging op de kolommen ten gevolge van de belasting uit de dam op (figuur 12). De spanningsverdeling op de kolommen is hierbij gebaseerd op de resultaten uit de statische Plaxis-berekening. Op basis van het MStab-model kon de gevoeligheid van mogelijke wateroverspanningen in de kolommen tijdens een aardbeving en de invloed van de sterkteparameter (inwendige wrijvingshoek) van de kolommen met een groter aantal berekeningen geanalyseerd worden dan met meer omvangrijke numerieke berekeningen.

In eerste instantie is voor de stabiliteitsberekening de klassieke aanpak volgens een pseudo-statische benadering zoals beschreven in het handboek van MStab gekozen, waarbij een horizontale aardbevingsversnelling bij de verticale zwaartekrachtversnelling wordt opgeteld [8]. De resultaten toonden echter dat er ook bij relatief flauwe hellingen van het talud van groter

dan 1 op 2 en relatief grote steunbermen van meer dan 20 m breedte onvoldoende veiligheid ($SF < 1,0$) aanwezig was. Dit heeft geleid tot een aanpak waarbij plastische vervormingen in de dam naast de tunnel aanvaardbaar worden geacht.

In de literatuur is deze aanpak bekend als de methode Newmark [9]. Gebaseerd daarop is in 1978 door Makdisi & Seed een grafiek gepresenteerd (zie figuur 13). In deze grafiek wordt op basis van de verhouding tussen de 'nog toelaatbare horizontale versnelling om bezwijken te voorkomen k_y ' en de 'maximaal mogelijke versnelling ter plaatse k_{max} ' een inschatting van de mogelijke plastische deformaties van een dam berekend [9].

De nog 'toelaatbare horizontale versnelling k_y ' om bezwijken te voorkomen, wordt met het glijcirkelprogramma berekend. De te verwachten 'maximale versnelling k_{max} ' wordt met Plaxis en op basis van NERA bepaald zoals boven beschreven. Op basis van de hier gekozen uitgangspunten ten aanzien van de bodemparameter, de hydraulische randvoorwaarden, een talud van 1 op 2 en een berm van 20 m breedte zijn voor het project verhoudingen van k_y/k_{max} tussen 0,2 à 0,3 berekend. Dit resulteert volgens de grafiek van Makdisi & Seed in mogelijke plastische deformaties van 10 à 20 cm, die voor het grondmassief naast de tunnel aanvaardbaar worden geacht.



Figuur 13 Inschatting plastische deformatie grond, Makdisi & Seed (1978).

Samenvatting

Tijdens het uitwerken van het definitief ontwerp van de zinktunnel in de Busan-Geoje Fixed Link zijn uit hydraulisch en geotechnisch oogpunt de navolgend genoemde drie kritieke punten als gevolg van de off-shore ligging van de tunnel geconstateerd. Deze hebben geleid tot de volgende wijzigingen ten opzichte van het referentieontwerp:

- Drukverschillen over de tunnel in verticale en horizontale richting ten gevolge van golven hebben geresulteerd in de noodzaak van zwaar aanvul materiaal op en naast de tunnel.
- Het zware aanvulmateriaal in combinatie met de mechanische eigenschappen van de zeeklei, een zogenaamde 'structured clay', maken een grondverbetering voor de fundering van de zinktunnel noodzakelijk om vervormingen te beperken en stabiliteit te garanderen. Aardbevingstechnische en uitvoeringstechnische overwegingen hebben geleid tot het toepassen van zandkolommen als grondverbetering in gebieden waar de tunnel in een dam is ingebed. In gedeeltes waar de tunnel onder de zeebodem loopt, is gebruik gemaakt van cement-deep-mixing kolommen.
- Aardbevinganalyses van de dam hebben geresulteerd in het toepassen van een flauwere taludhelling en een steunberm. Hierbij worden beperkte plastische deformaties van de dam conform de theorie Makdisi & Seed tijdens een aardbeving aanvaardbaar geacht.

Tot slot

De stabiliteit van een zinktunnel onder off-shore condities vraagt een multidisciplinaire aanpak tussen hydraulische, geotechnische en constructieve specialisten binnen een ontwerpsteam. Dit project is een goed voorbeeld van hoe de Nederlandse expertise op het gebied van zinktunnels en offshore vraagstukken een wezenlijke bijdrage in een internationaal project levert. Bij de realisatie van het project zijn verder de volgende Nederlandse partijen betrokken: de zinksleuf is vorig jaar gebag-

gerd door Van Oord, TEC is technisch adviseur van de concessionair, Trelleborg-Bakker is leverancier van de voegprofielen en bij MARIN in Wageningen is een serie schaalmodelproeven uitgevoerd van het afzinkproces. Op dit moment is Strukton bezig om de eerste tunnelementen af te zinken op hun definitieve positie. Bij de laatste audit van de IDC in Busan was de uitvoering in volle gang en naar verwachting wordt de Busan-Geoje Fixed Link in 2010 opgeleverd. ■

Reacties op dit artikel kunnen tot 15 mei 2008 naar de uitgever worden gestuurd.

Literatuur

- [1] Aono T., Sumida K., Fujiwara R., Ukai A., Yamamura K. and Nakaya Y.; 2003; *Rapid stabilization of the immersed tunnel element*; Proceedings of the Coastal Structures 2003 Conference Portland, Oregon, August 26-30, 2003, 394-404; American Society of Civil Engineers.
- [2] Heijmans R., Jackson P., Kasper T., Meinhardt G., Schmitt J., Voortman H.; 2007; *The effect of wave passage on immersed tube tunnels - Busan Geoje Fixed Link in South Korea*; IABSE 2007 Weimar.
- [3] D. Masín, S. E. Stallebrass and J. H. Atkinson; 2003; *Laboratory modelling of natural structured clays*; Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice.
- [4] J.-C. Chai, N. Miura, H.-H. Zhu, and Yudhbir; 2004; *Compression and consolidation characteristics of structured natural clay*; Can. Geotech. J. 41: 1250-1258.
- [5] G. Biondi & M. Maugeri; jaar onbekend; *A modified Newmark type-analysis according to EC-8 requirements for seismic stability analysis of natural slopes*; University of Catania, Italy
- [6] University of Southern California, Department of Civil Engineering, NERA, *A computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits* by J. P. BARDET and T. TOBITA, April 2001
- [7] PLAXIS, 2D - Version 8, Manual
- [8] Geo Delft, *MStab User Manual, Release 9.8*, February 2004
- [9] Steven L. Kramer, *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall, 1996, ISBN 0-13-374943-6