

# Realisatie Rijksweg 74 Venlo

## Deformatiemetingen unieke tien meter hoog gewapende grondwand

ing. Teunis Linthof  
Royal HaskoningDHV  
Nijmegen



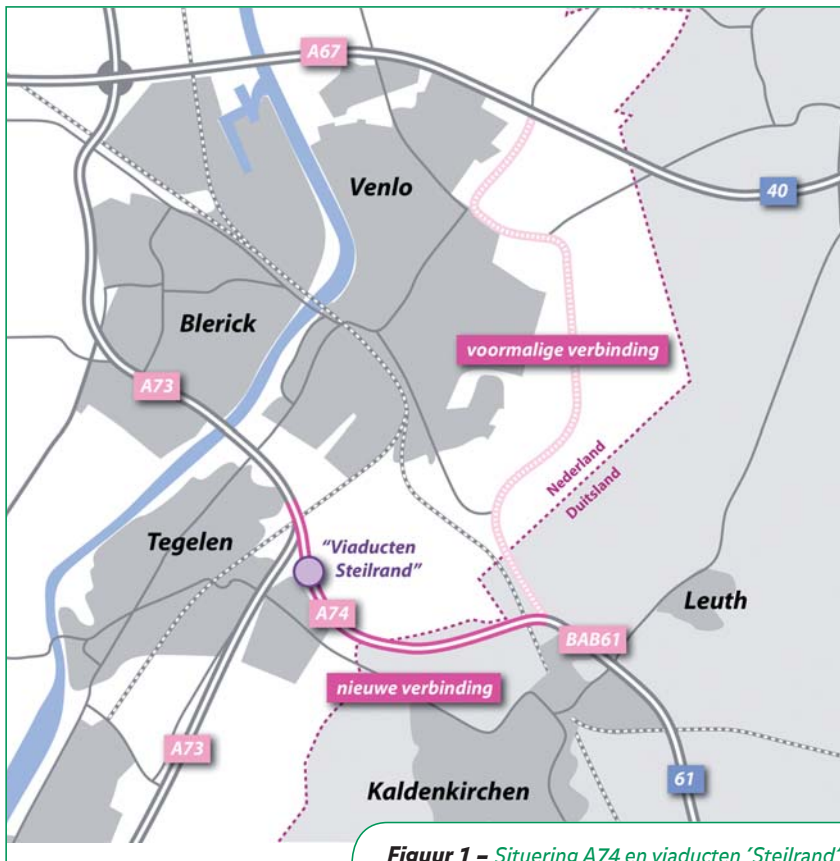
ing. Constant Brok  
Huesker, Rosmalen



ing. Piet van Duijnen  
Mobilis, Apeldoorn  
(vh Movares, Utrecht)



ir. Suzanne van Eekelen  
Deltares, TU Delft



Figuur 1 – Situering A74 en viaducten 'Steilrand'.



Figuur 2 – Artist Impression van de viaducten 'Steilrand' in de A74.

### Inleiding

Op 4 april 2012 is de A74 officieel in gebruik genomen. Het tracé van de A74 splitst zich nabij Tegelen af van de A73 en sluit twee kilometer verderop aan op de eveneens nieuw aangelegde Duitse Bundesautobahn 61 (BAB61). Door deze nieuwe verbinding hoeft het doorgaande verkeer van en naar Duitsland niet meer door de bebouwde kom van Venlo te rijden en wordt het lokale wegennet in en rond Venlo ontlast.

De A74 is gelegen in een afwisselend landschap bestaande uit bos, zandgronden, kwelgebieden en een circa 10 m hoge steilrand. Vanwege de natuurlijke variatie in terreinhoogte is de weg deels op een ophoging en deels verdiept aangelegd.

Hierdoor is een optimale inpassing verkregen in het bijzondere landschap. Ter compensatie van natuurwaarden zijn nieuwe natuurgebieden aangelegd met een totale omvang van circa 30 hectare.

Dura Vermeer heeft op basis van een 'design & construct' contract in maart 2010 van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat (Rijkswaterstaat) opdracht gekregen voor de realisatie van de Rijksweg 74 - Venlo. Royal Haskoning DHV heeft in opdracht van de aannemer het ontwerp van de kunstwerken, de geluidsschermen en de onderbouw van de rijksweg verzorgd en heeft ook het omgevingsmanagement ingevuld.

De werkzaamheden voor de realisatie van de A74

omvatten de aansluiting van de A74 op de A73 en BAB 61, aanpassing van een bestaand viaduct, twee nieuwe ecoducten, drie nieuwe viaducten, een schuine kruising A73 en A74 en een fietsbrug. Daarnaast is circa 6.500 m geluidsscherm met een totaal oppervlak van circa 35.000 m<sup>2</sup> gerealiseerd langs de A73 en A74 ter hoogte van Blerick en Tegelen.

Geotechnisch kenmerkt het project zich door twee unieke aspecten. De schuine kruising is gefundeerd op een AVI-bodemassaoefhoging. Daarnaast is ter plaatse van het kunstwerk 'viaducten Steilrand' een landhoofd gefundeerd op een uit zand opgebouwde verticale dragende gewapende grondconstructie met een hoogte van 10 m. De situatie is weergegeven in figuur 1.

In opdracht van de aannemer heeft Huesker het ontwerp van de gewapende grond van de 'viaducten Steilrand' verzorgd en de geogrids geleverd. In opdracht van deze geokunststofproducent heeft Movares geavanceerde vervormingsberekeningen van de gewapende grondconstructie uitgevoerd.

Het ontwerp van de viaducten ter plaatse van de 'Steilrand' is in dit artikel beschreven. Tevens worden metingen gepresenteerd die inzicht geven in de opgetreden deformaties.

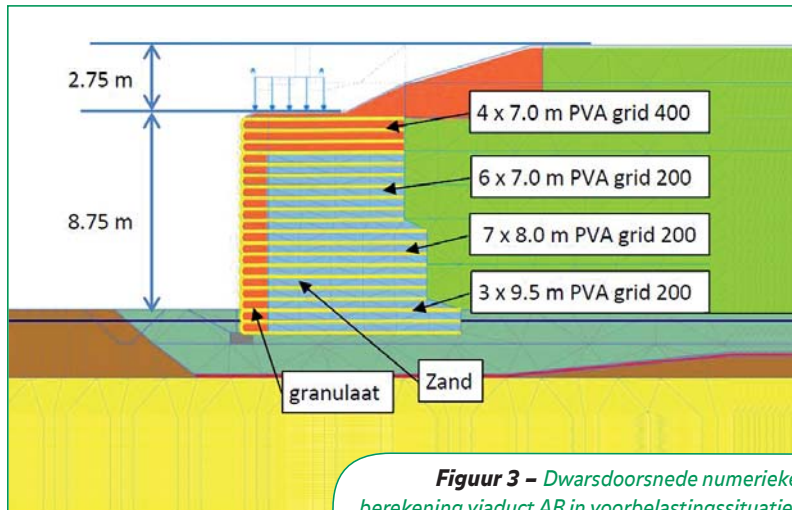
### Viaducten Steilrand

De kruising van het wegtracé met de steilrand is

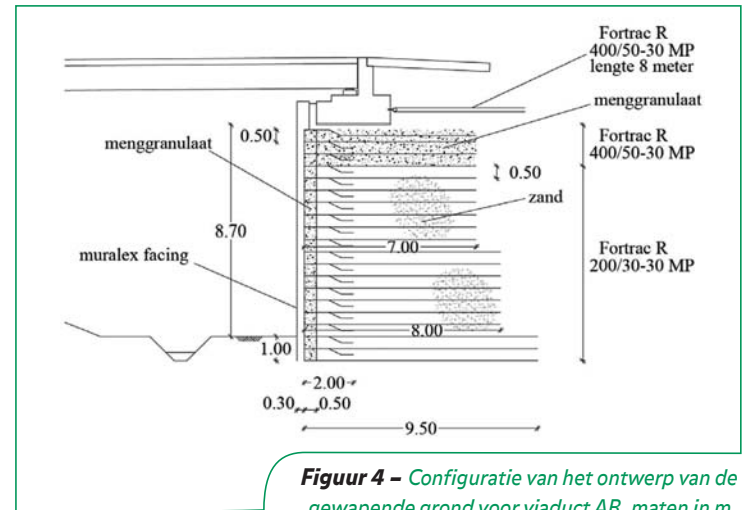
## Samenvatting

In de onlangs in gebruik genomen Rijksweg A74 is succesvol een viaduct gerealiseerd, gefundeerd op hoog gelegen landhoofden op gewapende grond. De grote vrije hoogte van 10 m onder het brugdek in combinatie met de uitvoering van de landhoofden op een verticale wand van gewapende grond is uniek.

Deformatiemetingen tonen aan dat de opgetreden vervormingen tijdens de bouw significant kleiner zijn dan dat vooraf was berekend. Controlemetingen en inspectie van het viaduct in de gebruiksfase vertonen geen merkbare (kruip-) vervormingen.



Figuur 3 - Dwarsdoorsnede numerieke berekening viaduct AB in voorbelastingssituatie.



Figuur 4 - Configuratie van het ontwerp van de gewapende grond voor viaduct AB, maten in m.

uitgevoerd met behulp van een tweetal viaducten (figuur 2). Dit bleek de optimale oplossing, gegeven het feit dat een ecologische verbindingroute in stand moest worden gehouden, waaronder de vliegroute van een vleermuispopulatie.

De viaducten betreffen 2 dekken met beide een overspanning van circa 31 m en een breedte van circa 16,5 m. De vrije hoogte onder het dek bedraagt 10 m ter plaatse van het hoge viaduct (hierna viaduct AB genoemd) en 7,4 m ter plaatse van het lagere viaduct (hierna viaduct CD genoemd, achteraan in figuur 2).

Het linker landhoofd in figuur 2 is op staal gefundeerd op een gewapende grond constructie en is bekleed met een Muralex facing opgevuld met maaskeien. De ondergrond bestaat uit matig vast zand met op een diepte van circa 20 m een circa 10 m dikke zeer stijve kleilaag ('Venlo' kleilaag,  $q_c = 4$  tot 6 MPa). Het rechter landhoofd is gesitueerd op de natuurlijke steilrand en is gefundeerd op palen in verband met de aanwezige wisselende grondslag in de bovenste meters.

## Ontwerpaspecten

Op grond van economische overwegingen, waaronder de bouwsnelheid, is al vroeg gekozen voor uitvoering van de verticale wand in gewapende grond.

De minimaal benodigde sterkte en verankeringslengte van de geogrids is analytisch vastgesteld op

basis van EBGeo (2010). Controle berekeningen tonen aan dat het ontwerp tevens voldoet aan CUR198 (2000) en bijbehorende errata (2012).

Naast de benodigde sterkte van de geogrids waren de te verwachten horizontale vervormingen van de wand, gedurende de bouw en in de gebruiksfase, een belangrijk ontwerpaspect omdat het dek van het viaduct op oplegblokken rust. Indien de vervormingen te groot zijn dan geeft dit problemen ter plaatse van de opleggingen en de voegovergangen.

De vervormingen zijn berekend met Plaxis 2D 2010. De berekeningen zijn uitgevoerd met het Hardening Soil model. De grondeigenschappen zijn vastgesteld op basis van sondeerresultaten en de verdichtingseisen van de aanvulling. Tussen de geogrids en het aanvulmateriaal is geen interface gehanteerd waardoor volledige interactie plaatsvindt. De constructiefasen zijn afzonderlijk gemodelleerd in Plaxis evenals verschillende belastingscombinaties. Het kruipgedrag is gemodelleerd door handmatige aanpassing van de stijfheid van het geogrid.

Om het 3D effect ten opzicht van de 2D berekening in te schatten zijn verkennende berekeningen in langsrichting op de gewapende grond uitgevoerd. Hieruit is afgeleid dat de 2D berekende vervormingen tot 75% kunnen worden gereduceerd ten gevolge van het 3D effect.

In figuur 3 is een overzicht gegeven van de gemodelleerde dwarsdoorsnede in de voorbelastingssituatie.

De Plaxis berekeningen hebben geleid tot nadere eisen aan de stijfheid van de geogrids ten opzichte van de analytische berekeningen. Om deze reden zijn stijvere (en daarmee ook sterkere) geogrids toegepast dan dat op basis van de analytische berekeningen noodzakelijk was. De sterkte van de grids is hierdoor groter geworden dan vereist volgens CUR198 (2000) en bijbehorende errata (2012). Het ontwerp van de gewapende grond is aangegeven in figuur 4.

Omdat nog niet eerder een landhoofd op een dergelijke hoge gewapende grondconstructie is gerealiseerd, is rekening gehouden met een vrij grote bandbreedte in de te verwachten vervormingen.

Om de vervormingen voor een zo groot mogelijk deel al voor het aanbrengen van het landhoofd te laten optreden is een tijdelijke voorbelasting van 100 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 3,0 m op de gewapende grond toegepast, met direct hierachter circa 2,5 m zandophoging.

Gezien het belang van de optredende vervormingen is tevens besloten de nodige inspanning te leveren met betrekking tot het monitoren van het



**Figuur 5** – Opbouw gewapende grond met schuifbekisting.



**Figuur 6** – Voorbelasting ter plaatse van de toekomstige landhoofden.

daadwerkelijke gedrag tijdens de uitvoering. Hierdoor kon het ontwerp tijdig worden getoetst. In combinatie met de monitoring zijn vooraf maatregelen bedacht, die konden worden toegepast bij tegenvallende vervormingen tijdens de uitvoering. Eén maatregel was een verankering van het landhoofd met een ankerschot. Een andere maatregel was het plaatsen van het dek op een tijdelijke oplegging. Vervolgens kon een tijdelijke voorbelasting op het dek worden aangebracht waarna de definitieve oplegging kon worden aangebracht.

### **Uitvoering**

Ten behoeve van de realisatie van de viaducten is in eerste instantie een grondverbetering uitgevoerd tot 3 m- maaiveld. Vervolgens is vanaf een niveau van 1 m- maaiveld de gewapende grond wand opgebouwd met behulp van een schuifbekisting, zoals aangegeven in figuur 5.

Na voltooiing van de gewapende grond wand is gedurende 10 dagen, van 8 tot 18 april 2011, een voorbelasting toegepast ( $100 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} = 300 \text{ kN/m}$ ) bestaande uit betonblokken zoals aangegeven in figuur 6. Daarna zijn de landhoofdbalken gebouwd en zijn eind juni 2011 de prefab omgekeerde T-liggers geplaatst. Aansluitend is de druklaag aangebracht en zijn de einddwarsdragers gestort. Vervolgens is het viaduct verder afgebouwd. In de eindsituatie (figuur 7) bedraagt de permanente belasting op het aanlegniveau van het landhoofd  $420 \text{ kN/m}$  ( $140 \text{ kN/m}^2$ ).

Ten behoeve van de monitoring tijdens de uitvoering zijn 26 tijdelijke meetpunten geïnstalleerd in de wand, langs 4 verticalen (A, B, C en D). De

punten zijn aangegeven in figuur 8. De horizontale en verticale deformatie van de punten is gedurende circa 5 maanden frequent gemonitord in de periode van 4 april 2011 tot 24 augustus 2011.

### **Deformatiemetingen**

In figuur 9 is een overzicht gegeven van de gemeten deformaties van enkele kenmerkende meetpunten in de tijd. De meetnauwkeurigheid bedraagt 1 mm. De meetresultaten in de lijnen A en B respectievelijk C en D zouden theoretisch nagenoeg gelijk moeten zijn. De metingen zijn gestart na het gereedkomen van de wand, maar nog voor het aanbrengen van de voorbelasting. In figuur 9 is de deformatie van het gewapende grondlichaam als functie van de tijd gegeven. Het aanbrengen van de voorbelasting en het dek resulteert in een relatief snelle reactie ten aanzien van deformaties. Er is geen noemenswaardige reactie waargenomen ten gevolge van het verwijderen van de voorbelasting.

De gemeten zettingsverschillen in de verticale meetlijnen in de gewapende grond zijn gering. De indrukking van het gewapende grondlichaam is klein ten opzichte van de absoluut gemeten zetting.

De horizontale verplaatsingen van de meetraaien A en B zijn ongeveer twee maal zo groot als de horizontale verplaatsingen van de meetraaien C en D. De toename van de horizontale verplaatsing ten gevolge van het plaatsen van het dek bedraagt ter plaatse van het hoogste meetpunt bij het hoge viaduct AB circa 7 mm en bij het lage viaduct CD circa 3 mm.

Tijdens de voorbelasting is gebleken dat de gemeten horizontale vervormingen circa een factor 3 kleiner waren dan de berekende horizontale vervormingen. Op basis hiervan is vastgesteld dat geen aanvullende uitvoeringsmaatregelen benodigd waren. Conform het ontwerp is zekerheidshalve het landhoofd wel apart verankerd met een geogrid verankering (figuur 4). De gemeten horizontale vervormingen ten gevolge van het plaatsen van het landhoofd, het plaatsen en het afwerken van het dek zijn eveneens circa een factor drie kleiner dan berekend.

Na afwerking van de viaducten zijn de bovenzijden van de landhoofden op de gewapende grond ingemeten. Deze meting is uitgevoerd op 12 december 2011. Vervolgens zijn met tussenperioden van circa drie maanden, twee herhalingsmetingen uitgevoerd. Uit de metingen en uit visuele inspectie is afgeleid dat de gewapende grondconstructie geen merkbare (kruip-)vervormingen vertoont.

### **Postdictie**

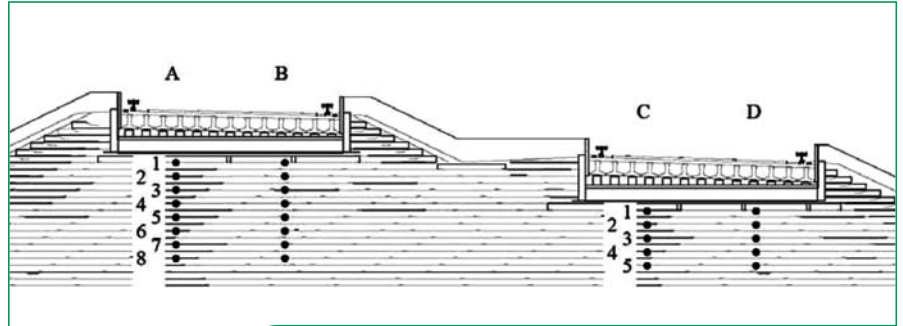
Ter evaluatie van het ontwerp zijn indicatieve postdictie berekeningen uitgevoerd in Plaxis 2D 2011. Een overzicht hiervan is gegeven in tabel 1.

Berekening 200 betreft de referentie berekening. De berekeningen 202 – 207 zijn variaties op berekening 200.

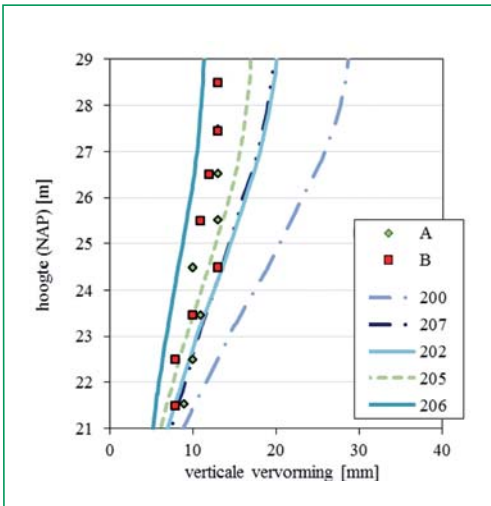
In de figuren 10 en 11 worden voor de 10 m hoge wand (viaduct AB) de berekende en gemeten vervormingen, na verwijdering van de voorbelasting, met elkaar vergeleken. De punten A en B geven de gemeten vervormingen over de hoogte van de wand aan. De invloed van de variatie in stijfheid



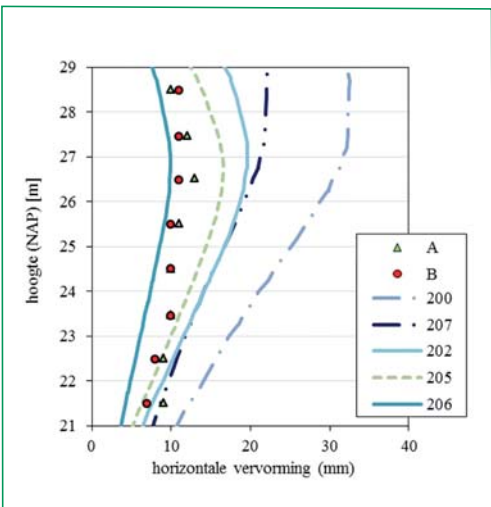
Figuur 7 - Eindsituatie inclusief facing.



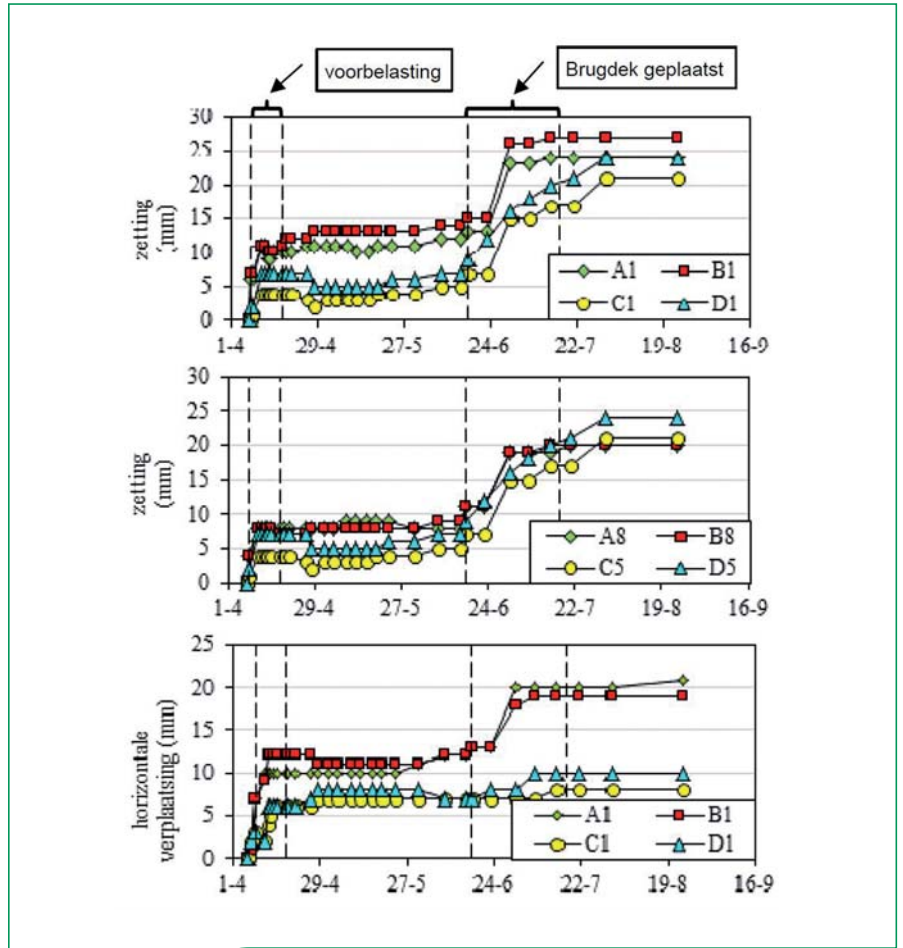
Figuur 8 - Overzicht locaties meetpunten in de gewapende grondwand.



Figuur 10 - Vergelijking tussen berekende en gemeten verticale vervormingen van het 10 m hoge viaduct (AB), 12 mei 2011, 1 maand na de voorbelasting.



Figuur 11 - Vergelijking tussen berekende en gemeten horizontale vervormingen van het 10 m hoge viaduct (AB), 12 mei 2011, 1 maand na de voorbelasting.



Figuur 9 - Overzicht monitoringsresultaten kenmerkende meetpunten.

Tabel 1 - Overzicht postdictie berekeningen

Berekening	Menggranulaat			Zand-aanvulling			Geogrid	
	$\varphi$	$\psi$	$E'_{50}$	$\varphi$	$\psi$	$E'_{50}$	$J_{2\%}$ ****	$J_{2\%}$ ****
	*	**	***	*	**	***	PVA 200	PVA 400
	o	o	MPa	o	o	MPa	kN/m	kN/m
200	40	10	250	35	5	60	2535	5070
202	45	15	250	35	5	90	2535	5070
205	45	15	750	35	5	90	2535	5070
206	45	15	750	35	5	90	5070	10140
207	40	10	250	35	5	60	5070	10140

\*Effectieve hoek van inwendige wrijving  
 \*\*Dilatantie hoek  
 \*\*\* Young's modulus

\*\*\*\* Stijfheid geogrid bij belastingsduur van 1 maand

van de grond en de geogrids is het duidelijkst in het bovenste deel van de wand.

De figuren 10 en 11 tonen aan dat de berekeningen 205 en 206 het beste overeenkomen met de metingen. In beide berekeningen is de stijfheid van het zand en het menggranulaat aanzienlijk verhoogd ten opzichte van berekening 200. In berekening 206 is de stijfheid van het geogrid eveneens aanzienlijk verhoogd. Aangezien de berekeningsuitkomst vooral stijfheid gerelateerd is en plasticiteit nauwelijks een rol speelt, is niet nader gevarieerd met de sterkte van de grond.

De benodigde hoge stijfheid in de postdictie berekeningen kan mogelijk worden verklaard door de hoge mate van verdichting van de zandaanvulling en interlocking van de grond in het geogrid. Ook een relatief hoge stijfheid behorend bij kleine rekken kan een rol spelen.

In figuur 12 zijn dezelfde resultaten weergegeven als in figuur 11, waarbij aanvullend de horizontale en verticale vervorming van het lage viaduct CD zijn gepresenteerd. Ter plaatse van viaduct CD geeft berekening 206 een geringe overschatting van de vervormingen. Dit wijkt af van het hoge viaduct AB waar berekening 206 de vervormingen enigszins onderschat. In beide gevallen liggen de postdicties echter relatief dicht bij de metingen.

Figuur 13 toont de gemeten en berekende vervormingen in de situatie direct na het aanbrengen van

het dek en 1 maand later. Ook in deze situatie komt berekening 206, met hoge stijfheid van de grondaanvulling en het geogrid, relatief goed overeen met de metingen.

Op basis van de postdictie berekeningen is geconcludeerd dat het granulaat en het zand in de gewapende grondconstructie zich in werkelijkheid stijver gedraagt dan verwacht in referentie berekening 200. Door Detert en Alexiew (2010) is een vergelijkbare conclusie getrokken. De door hen berekende vervormingen met eindige elementen berekeningen bleken eveneens een overschatting te zijn, met name bij relatief lage belastingen.

### Conclusies

Op basis van de deformatiemetingen en postdictieberekeningen is geconcludeerd dat het menggranulaat en het zand in de gewapende grondconstructie zich in werkelijkheid stijver gedraagt dan verwacht op basis van correlaties met verdichtingseisen. De gewapende grond constructie heeft zich tijdens de bouw ongeveer een factor 3 stijver gedragen dan verwacht.

Het stijve gedrag kan mogelijk worden verklaard door de hoge mate van verdichting van de zandaanvulling en interlocking van de grond in het geogrid. Ook een relatief hoge stijfheid behorend bij kleine rekken kan een rol spelen.

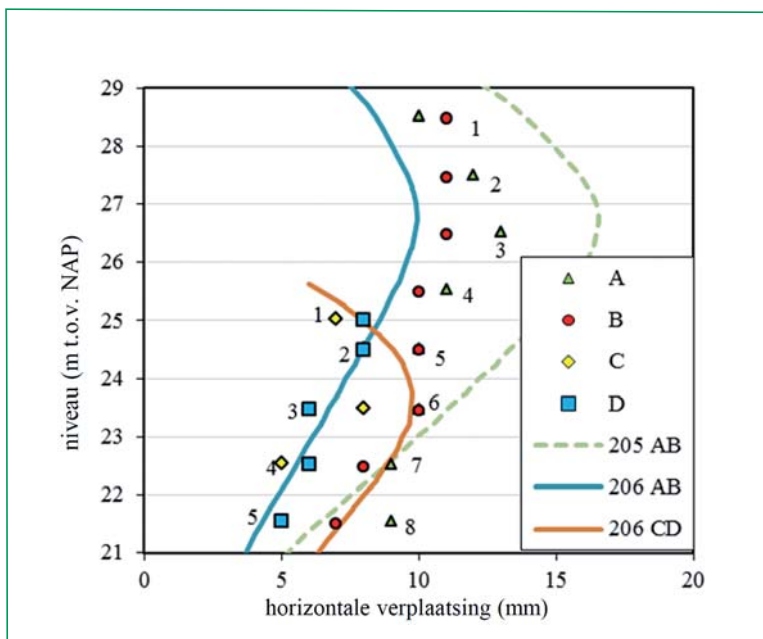
Na ingebruikname van het viaduct zijn controlemetingen uitgevoerd om met name de vervormin-

gen van de, op gewapende grond gefundeerde, landhoofden te monitoren tijdens de gebruiksfase. Uit de metingen en uit visuele inspectie blijkt dat de gewapende grondconstructie tot nu toe geen merkbare (kruip-)vervormingen vertoont.

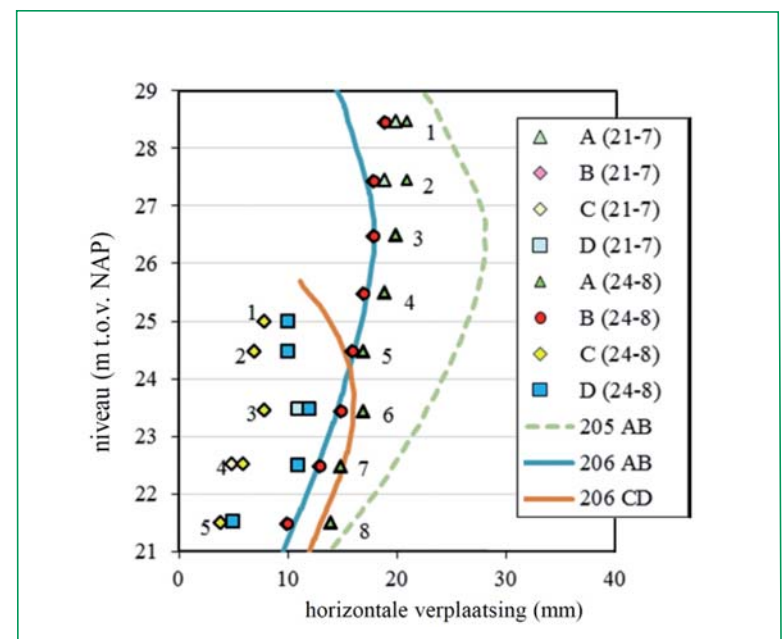
Geconcludeerd kan worden dat gewapende grondconstructies met een hoogte van 10 m succesvol kunnen worden toegepast als fundering voor viaduct opleggingen.

### Referenties

- Alexiew, D., Detert, O. 2008. *Analytical and numerical analyses of a real scaled geogrid reinforced bridge abutment loading test*, EuroGeo 4, Edinburgh, UK; paper number 257.
- CUR 198. 2000. *Kerende constructies in gewapende grond*, ISBN 90 3760 1421 met de bijbehorende errata, 2012, downloadbaar op [www.curbouweninfra.nl](http://www.curbouweninfra.nl).
- EBGEO. 2010. *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen* – EBGEO, 2. Auflage, German Geotechnical Society, ISBN 978-3-433-02950-3.
- Detert, O. & Alexiew, D. 2010. *Physical and numerical analyses of a geogrid-reinforced soil system for bridge abutments*, Proceedings of 'From Research to Design in European Practice', Bratislava, Slovak Republic. ●



**Figuur 12** - Vergelijking tussen berekende en gemeten horizontale vervormingen van beide viaducten (AB en CD), 12 mei 2011, 1 maand na de voorbelasting.



**Figuur 13** - Vergelijking tussen berekende en gemeten horizontale vervormingen van beide viaducten (AB en CD), vergelijking meetresultaten 21 juli 2011 en 24 augustus 2011, na plaatsing van het dek.