

## Live beelden

Op Cementonline is het project live te volgen via een webcam.



Stationsgebied Driebergen-Zeist (3): Spoordekken

- 1 Spoordek op eindbestemming
- 2 Impressie onderdoorgang en station Driebergen-Zeist

# Dekken in langsrichting ingeschoven



ing. Kees-Jan den Exter,  
ir. Johan Bolhuis RO  
BAM Infraconsult

## Vierluik Driebergen-Zeist

Dit artikel is het derde deel over het project Stationsgebied Driebergen-Zeist en gaat over de ingeschoven dekken. Het eerste deel is een inleiding en beschrijft de onderdoorgang. Het tweede gaat over de onderwaterbetonvloer, het vierde over de onafhankelijke toets door een TIS-bureau.

*Het spoor bij Driebergen-Zeist wordt verdubbeld van twee naar vier sporen. Er komt een nieuwe onderdoorgang en het oude spoor wordt afgebroken en vervangen door twee nieuwe spoorviaducten. Deze zijn op een andere locatie langs het oorspronkelijke spoor voorgebouwd en in langsricting ingeschoven. Voor de constructieve uitwerking van de dekken speelt dit inschuiven een belangrijke rol.*

Een deel van de twee spoordekken kruist de nieuwe onderdoorgang, het overige deel wordt onderdeel van het nieuwe te bouwen station (fig. 2). Tussen de evenwijdig liggende spoordekken komt een nieuw perron. Beide dekken zijn opgebouwd uit een massieve, voorgespannen constructie die met opleg-blokken op de onderbouw is opgelegd (fig. 3). Het zuidelijke spoordek is 137 m lang en bestaat uit zeven overspanningen, waarvan twee ter plaatse van de onderdoorgang. De grootste overspanning is 20 m. Het noordelijke dek is 122 m lang en heeft zes overspanningen, ook weer van maximaal 20 m.

Het betonnen spoordek heeft in dwarsrichting een variabele dikte verlopend van 840 mm aan de buitenzijden tot 883 mm tussen de sporen op het dek (fig. 4). Aan de onderzijde van het betondek zijn in de dwarsdoorsnede drie inkassingen aanwezig van  $300 \times 150 \text{ mm}^2$  ten behoeve van lichtgoten. Aan beide zijden

van het dek bevinden zich buitenwanden (ook ter plaatse gestort), voorzien van dwarsvoegen op regelmatige afstanden.

De tussensteunpunten van beide dekken bestaan uit twee ronde betonnen kolommen op een betonsloof. Aan de uiteinden zijn de spoordekken opgelegd op betonnen keerwanden. Aan de oostzijde maken deze keerwanden deel uit van de onderdoorgang en aan de westzijde van de verdiepte bakconstructie die onderdeel is van het verdiepte station.

Ter plaatse van de westelijke landhoofden bevindt zich het vasthoudpunt. Hier worden de spoordekken in langsricting horizontaal gefixeerd aan de onderbouw.

De doorgaande weg kruist het spoor niet haaks. Daarom zijn de oostelijke landhoofden en de twee meest oostelijke tussensteunpunten schuin gepositioneerd (fig. 5).



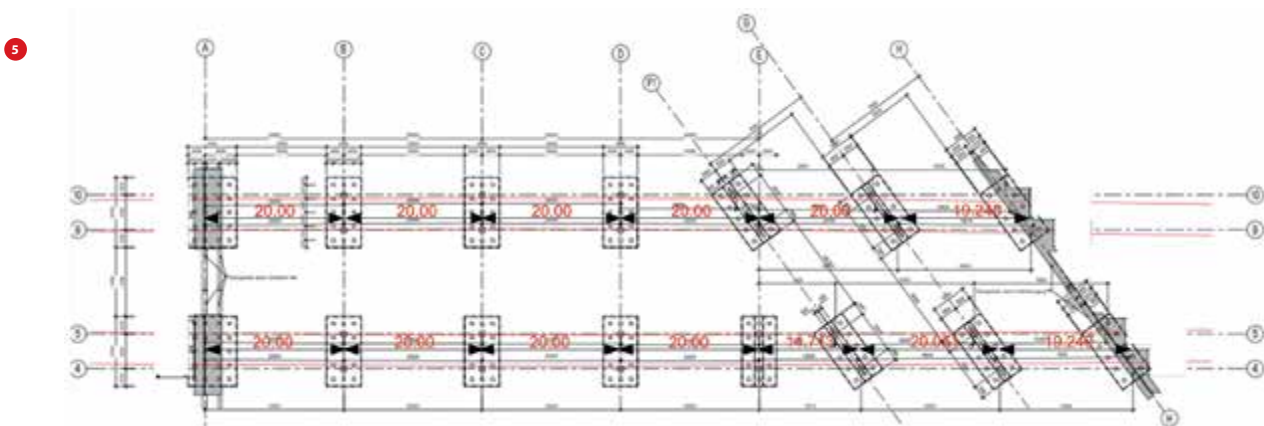
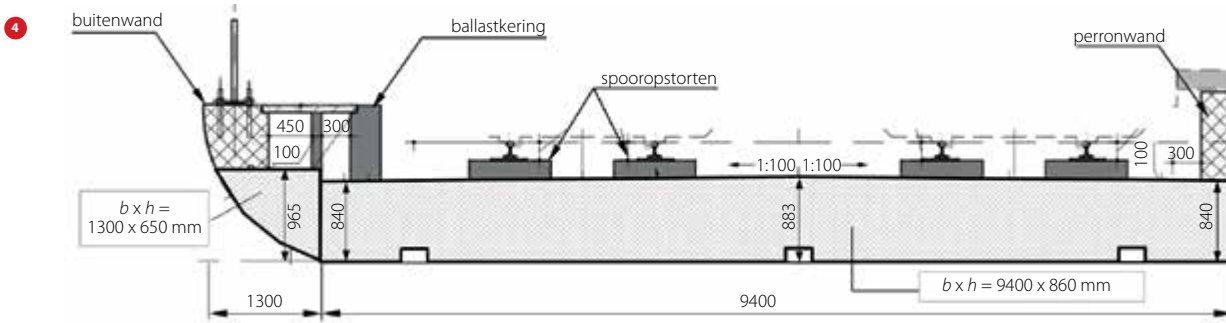
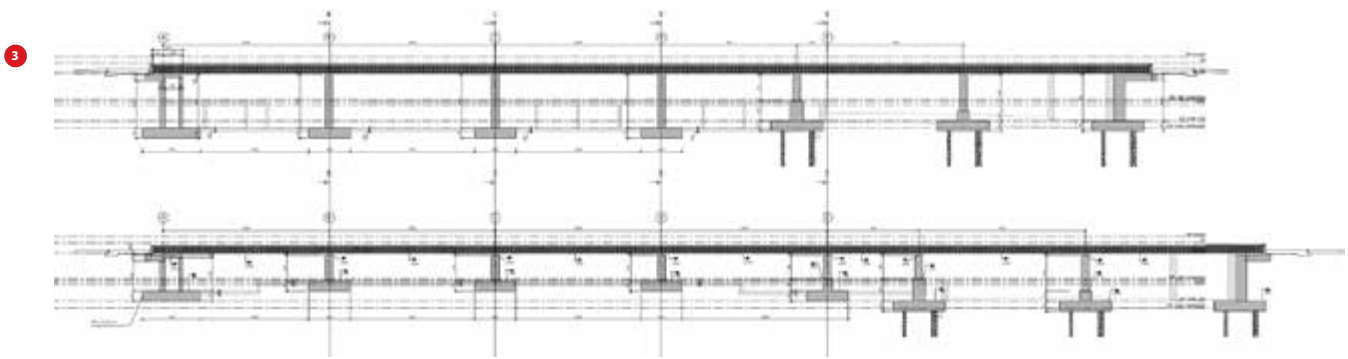
De gehele constructie is op palen gefundeerd. De paalfundatie bestaat uit combischroefpalen met een diameter van 800 mm. Dit zijn in de grond gevormde en volledig grondverdringende schroefpalen met een losse schroefpunt.

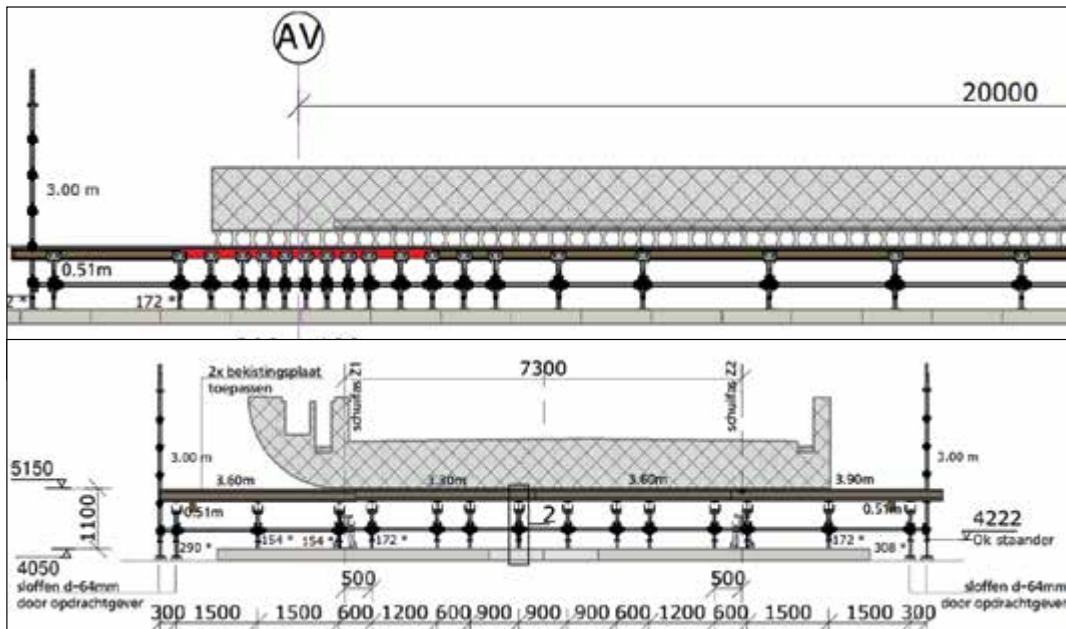
**Bouwfasering spoordekken**

De betonnen spoordekken worden op een andere locatie langs het oorspronkelijke spoor voorgebouwd. Hierdoor kan de aanleg van de onderbouw van het viaduct en het spoordek gelijktijdig worden uitgevoerd.

Om het realiseren van het spoordek mogelijk te maken, is de bouwlocatie eerst voorbelast door het aanbrengen van een overhoogte. Vervolgens is begonnen met ontgraven tot het aanlegniveau van de fundatie van de tijdelijke ondersteuningsconstructie voor het betondek.

De ondersteuning voor de dekken is opgebouwd uit steigertorens op een 135 m lange strook van hardhouten draglineschotten met een aanlegbreedte van circa 12 m (5 + 2 + 5 m, fig. 6). Op deze torens is de bekisting aangebracht. Tijdens de stortfase wordt de ondergrond onder het dek gelijkmatig belast door enkel het stortgewicht.





- 3 Langsdoorsnede spoordek noord (boven) en zuid (onder)
- 4 Dwaarsdoorsnede spoordek (schematisch)
- 5 Funderingsplan spoordek noord (boven) en zuid (onder)
- 6 Tijdelijke ondersteuning spoordek
- 7 Principe ondersteuning dek stortfase
- 8 2D-raamwerkmodel zuidelijk spoordek met onderbouw (groene lijnen zijn de pijlers)
- 9 3D-model spoordek met onderbouw

6

Na voldoende verhardingstijd is de voorspanning in drie fasen (10%, 60% en 100%) aangebracht, vanaf weerskanten van het spoordek.

### 2D-berekening langskrachten

Op de spoordekken is de in de 'Ontwerpvorschriften ProRail (OVS)' vastgestelde spoorbelasting in rekening gebracht. Onderdeel van deze belastingen zijn de rem- en aanzetkrachten. Deze horizontaalkrachten worden deels via het spoor naar de aansluitende aardebaan (voor en achter de constructie) en deels via het dek met opleggingen naar de onderbouw van het spoordek afgedragen.

De spoorstaven zijn met regelbare spoorstaafbevestiging op het spoordek aangebracht. Hierdoor, en door de relatief grote lengte van het dek wordt een groot aandeel van de belasting naar de onderbouw afgedragen. De mate van afdracht moet eerst worden berekend. Op basis hiervan kunnen vervolgens worden bepaald:

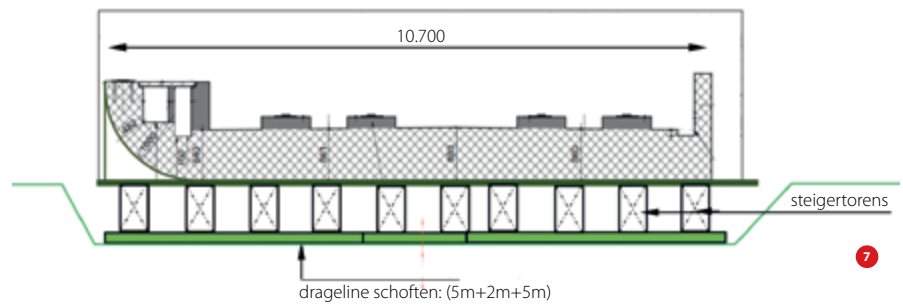
- afmetingen van de oplegblokken;
- afmetingen van de landhoofdconstructie;
- horizontale verankering van het landhoofd;
- spoorstaafspanningen.

Hier toe is een 2D-raamwerkmodel opgesteld van de volledige constructie met dek, steunpunten en spoor (fig. 8).

### 3D-berekening spoordekken

Voor het ontwerp van de spoordekken en de krachtswerking in de constructie is gebruik gemaakt van een 3D-berekening (Scia Engineer, fig. 9). In het rekenmodel zijn de volgende constructieonderdelen van de spoorbrug opgenomen:

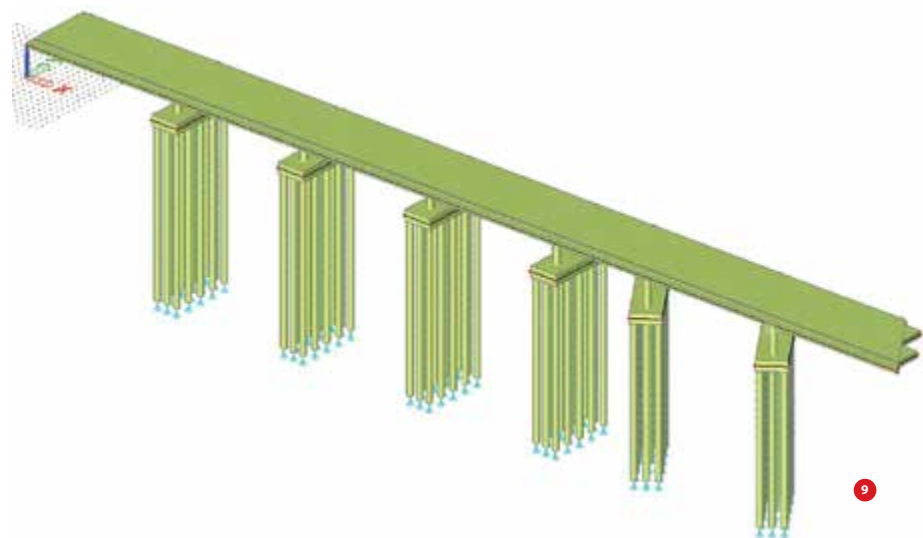
- bovenbouw (betonnen spoordek met opleggingen);
- onderbouw (tussenpijlers en fundatie);
- eindopleggingen t.p.v. de landhoofden (verend).



7

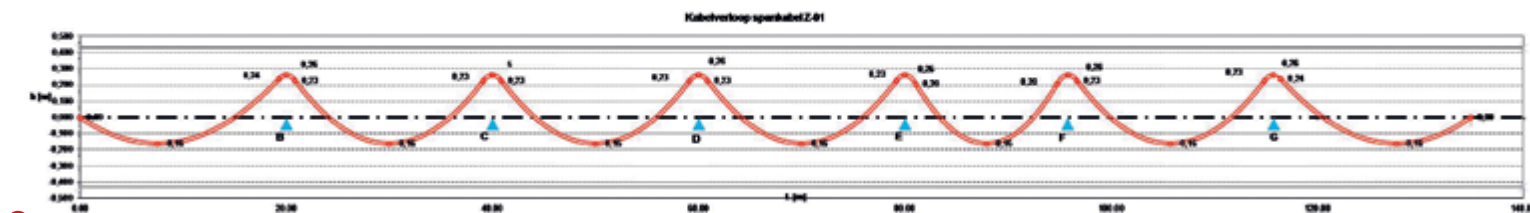


8

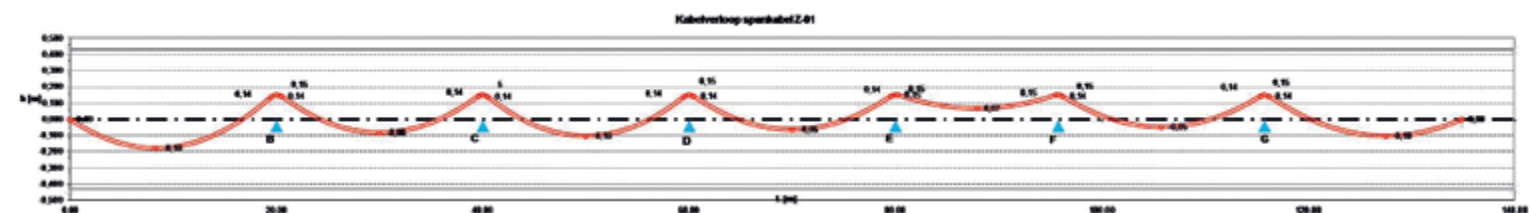


9

- 10 Verloop voorspankabel als resultaat t.b.v. gebruiksfase
- 11 Verloop voorspankabel als resultaat incl. bouwphase
- 12 Dwarsdoorsnede dek
- 13 Aangebrachte omhullingsbuizen t.b.v. voorspankabels
- 14 Rekenmodel t.b.v. bepaling van de gronddrukken tijdens voorspannen dek



10



11

De inkassingen (fig. 9) zijn in mindering gebracht op de effectieve betondedoorsnede en de buitenwanden op het dek zijn als niet-constructief beschouwd. Dit geldt ook voor de overige wandjes, de ballastkering en de betonnen spooropstorten op het dek.

Doordat de doorsnede volledig is voorgespannen, gedraagt het dek zich als een buigligger van ongescheurd beton. De dekken worden uitgevoerd in betonsterkteklasse C50/60 met een E-modulus van  $E_{cm} = 37.000 \text{ N/mm}^2$ . Het betondek is in het model als doorgaande plaat op het niveau van de neutrale as van de doorsnede ingevoerd (NAP +4,20 m).

**Ontwerp voorspanning gebruikssituatie**

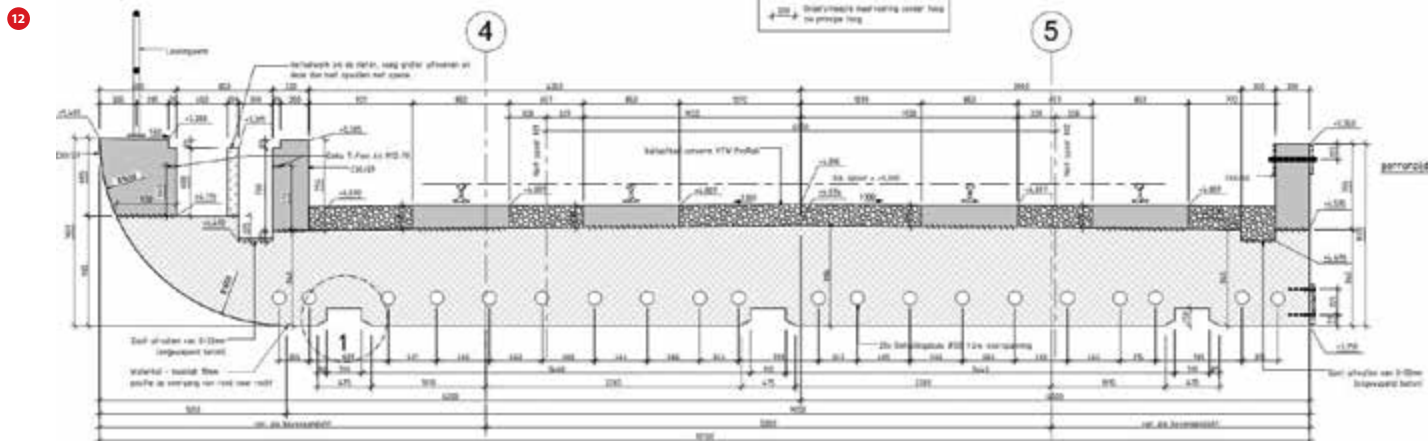
Het ontwerp van de voorspanning (aantal spankabels, voorspanniveau en het kabelverloop) is in eerste instantie afgestemd op de gebruikssituatie van het spoordek. Het spoor ligt hierbij op de definitieve opleggingen. Maatgevend in dit ontwerp zijn de in de OVS voorgeschreven toelaatbare trekspanningen in

het beton in langsrichting van het dek. Het kabelverloop met bijbehorende opwaartse krommingsdrukken is zo economisch mogelijk ontworpen (fig. 10).

**Ontwerp voorspanning bouwphase**

Aansluitend is de situatie op de voorbouwlocatie beschouwd. De randvoorwaarden weken hierbij sterk af van de gebruiksfase. Op de voorbouwlocatie zijn immers geen vaste oplegpunten aanwezig. Het dek wordt hier over de volle lengte min of meer (via een ondersteuningsconstructie) gelijkmatig ondersteund.

Ten behoeve van deze bouwphase is een apart 3D-rekenmodel opgesteld met alleen een doorgaande drukbedding onder het dek als oplegging op de ondergrond. Uit dit rekenmodel met als belasting alleen de voorspanning en het eigen gewicht, bleek dat er gedurende het aanbrengen van de voorspanning veel te grote trekspanningen in het dek zouden ontstaan.



12



13

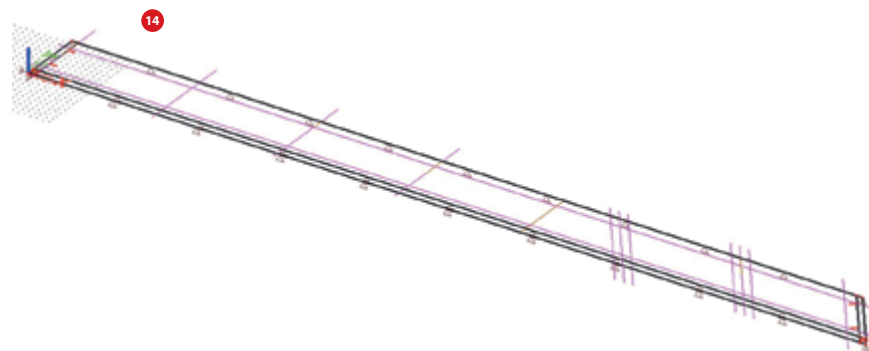
Om dit probleem te compenseren, is overwogen in de bouwlocatie vaste (tijdelijke) oplegpunten ter plaatse van de oplegassen aan te brengen. Dit zou echter veel heiwerkzaamheden vergen. Bovendien waren er ten behoeve van de ondersteuning van de schuifbanen ook al uitgebreide paalfundaties nodig.

In plaats daarvan is ook overwogen tegenvoorspanning in het spoordek aan te brengen: extra tijdelijke spankabels met tegengesteld kabelverloop om de krommingsdruk te verminderen. Deze kabels zouden als het dek op zijn eindbestemming ligt, buiten werking moeten worden gesteld, bijvoorbeeld door ze door te slijpen. De uiteinden van het betondek met spankopen zouden dan niet vóór de schuifase kunnen worden afgewerkt, maar dit zou tijdens de treinrije periode (TVP) van 16 dagen moeten gebeuren. Dit zou te grote tijdsproblemen opleveren.

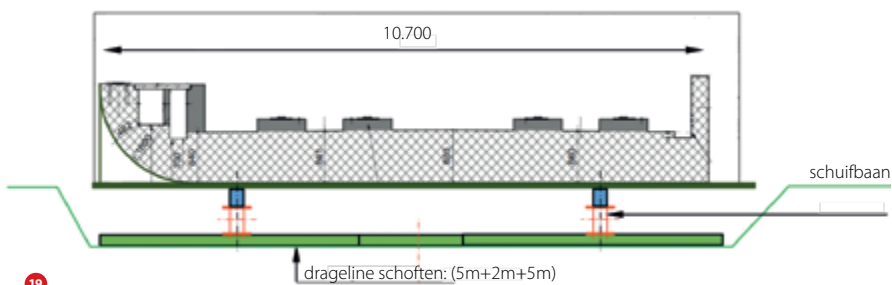
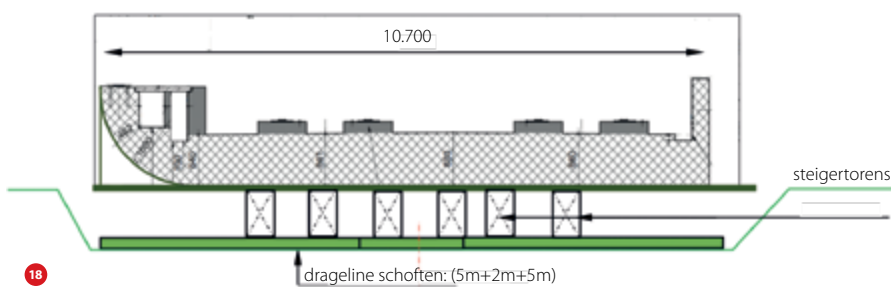
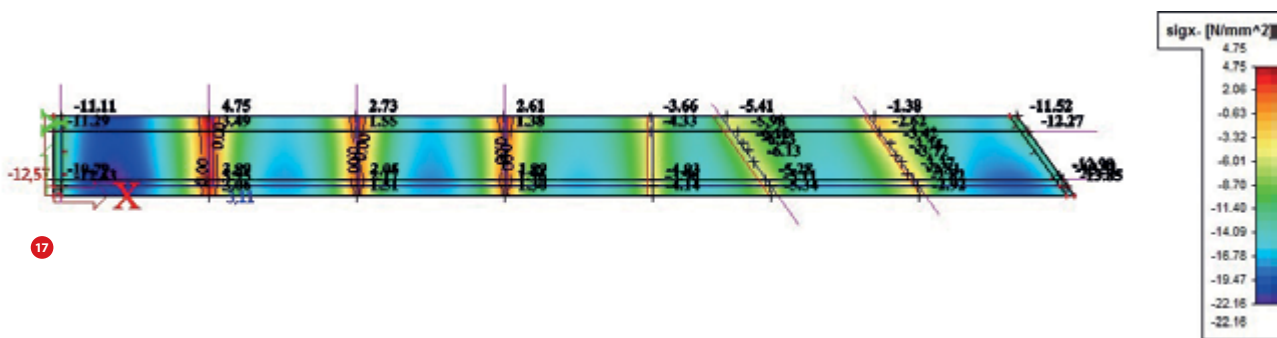
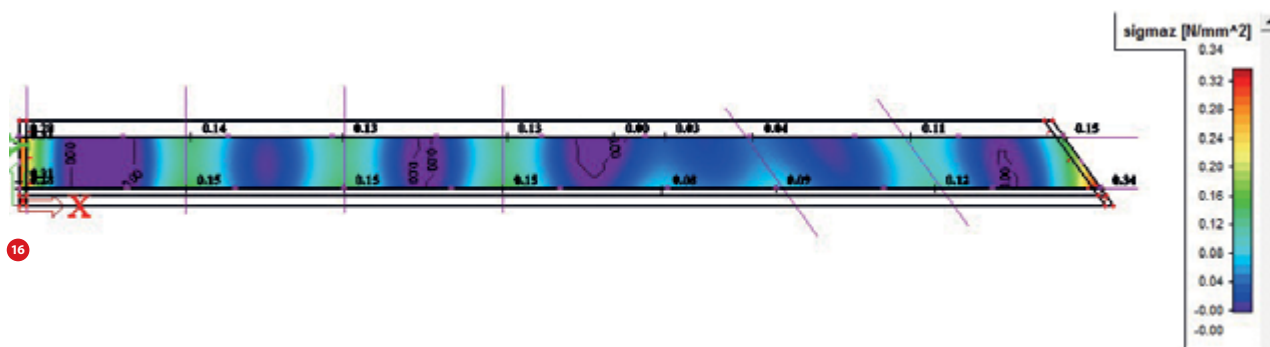
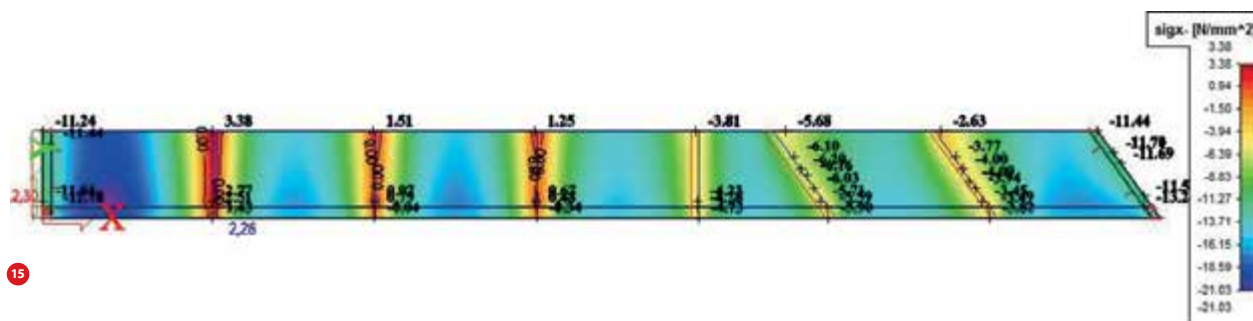
De oplossing is gevonden in het toepassen van een sterk aangepaste voorspanning: een veel vlakker (én oneconomischer) kabelverloop met hogere voorspanning en toepassing van meer voorspankabels (fig. 11). Uiteindelijk resulteerde het ontwerp in toepassing van 20 voorspankabels in de doorsnede, elk 27-strengs (fig. 12, foto 13).

### Belasting ondergrond tijdens voorspannen

Tijdens het voorspannen treden ter plaatste van de definitieve oplegassen verhoogde gronddrukken op, als gevolg van de krommingsdrukken. Om inzicht te verkrijgen in de grootte van deze drukken is een 3D-rekenmodel van de plaat opgesteld, met een elastische drukbedding als oplegging door de ondergrond en belasting door eigen gewicht en voorspanning, inclusief de krommingsdrukken (fig. 14).



- 15 Resultaat vervormingen (a) en trekspanningen (b) in het spoordek tijdens spannen op maaiveld
- 16 Grondspanningen tijdens deels verwijderden ondersteuningsconstructie
- 17 Trekspanningen beton tijdens deels verwijderen ondersteuningsconstructie
- 18 Principe doorsnede ondersteuning dek t.b.v. aanbrengen schuifbanen
- 19 Principe doorsnede met schuifbanen
- 20 Spoordek op vijzels op de schuifbanen
- 21 Spoordek ondersteund door vijzels op de schuifbanen



Met een geotechnische zettingsberekening is de vervorming van de ondergrond bepaald, waaruit weer de beddingsconstante is teruggerekend. Door dit iteratieproces is berekend dat er een beddingsconstante van 10.000 kN/m<sup>2</sup> benodigd is ter plaatse van de steunpunten. Dit kon worden behaald door de ondergrond ter plaatse van de steunpunten voor te belasten met 2 m grond (of equivalent 36 kN/m<sup>2</sup> boven het huidige maaiveld). De duur van de voorbelasting bedroeg minimaal 90 dagen. Voor de beddingsconstante is derhalve een waarde van  $k_v = 10.000 \text{ kN/m}^2$  aangehouden.

Uit het 3D-plaatmodel zijn de contactspanningen met de ondergrond (funderingsdruk) af te lezen. Hieruit blijkt een maximale grondspanning tijdens het voorspannen van 0,23 N/mm<sup>2</sup> (230 kN/m<sup>2</sup>) aan het uiteinde van het spoordek (as A). Het berekende draagvermogen van de ondergrond bedroeg 573 kN/m<sup>2</sup>, dit voldeed dus ruimschoots. Hierbij is alleen de breedte van het dek gerekend als contactvlak met de ondergrond (conservatief bij een aanlegbreedte van de fundatie van circa 12 m).



20

De berekende buigtrekspanningen in de betonconstructie zijn weergegeven in figuur 15. Uit dit figuur blijkt een maximaal optredende trekspanning ter plaatse van de oplegas van  $3,38 \text{ N/mm}^2$ . Dat is dus net iets hoger dan de grenswaarde van  $3 \text{ N/mm}^2$ , de maximale trekspanning gedurende de bouwfasen volgens de OVS. Het betreft hier echter een piekwaarde. Gemiddeld is de spanning op deze oplegas lager, namelijk  $2,26 \text{ N/mm}^2$ . Hieruit volgt dat de trekspanning vrijwel overal minder dan  $3 \text{ N/mm}^2$  bedraagt en dat de constructie dus voldoet.

### Schuifbaan

In de volgende bouwphase wordt aan weerskanten in langsrchting onder het dek een schuifbaan aangebracht. Om dit te realiseren, wordt de ondersteuning van het dek eerst deels verwijderd zodat er voldoende werkruimte ontstaat voor de schuifbanen. De resterende breedte van de ondersteuning bedraagt in deze bouwphase dan minimaal circa 7 m (fig. 18).

Van het dek in deze situatie is eveneens een 3D-model opgesteld. Hierbij is uitgegaan van een minder brede oplegging: 7 m

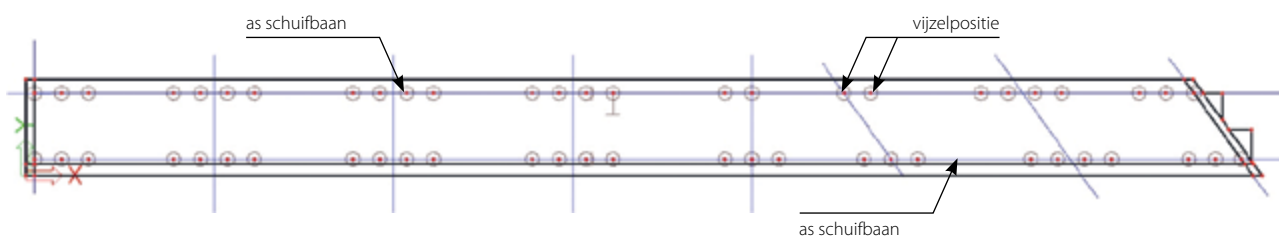
in plaats van 12 m. De belasting bestaat weer uit eigen gewicht en voorspanbelasting. Uit de berekening van de grondspanningen blijkt nu een maximale waarde van  $0,34 \text{ N/mm}^2$  ( $= 340 \text{ kN/m}^2$ , fig. 16). Deze waarde is weliswaar hoger in de situatie met volledige ondersteuning maar nog steeds lager dan de toelaatbare gronddruk van  $573 \text{ kN/m}^2$ .

De totale vervorming van de constructie is opgelopen tot maximaal  $+8 \text{ mm}$  (opbuiging) en  $-35 \text{ mm}$  (indrukking) in de ondergrond.

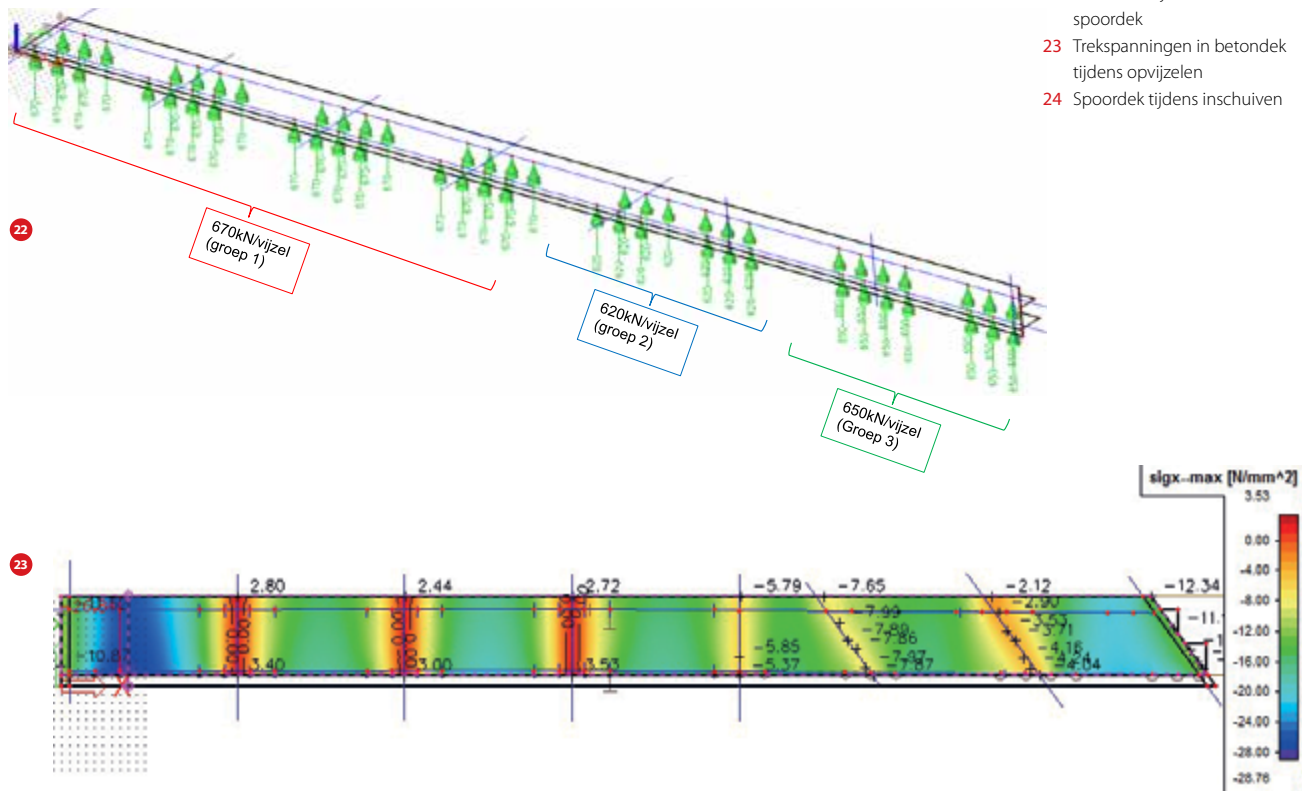
De gevonden spanningen zijn tevens de maatgevende rekenwaarden van de bekistingsdrukken op de bekisting en ondersteuning. Deze bedraagt  $340 \text{ kN/m}^2$  voor de eindsteunpunten en  $150 \text{ kN/m}^2$  voor de tussensteunpunten tijdens de bouwphase. Met deze hoge kistdrukken is de dekbekisting ontworpen en de ondersteuningsconstructie gedimensioneerd.

In figuur 18 zijn de maximale trekspanningen in het dek in langsrchting weergegeven in deze bouwphase. Aan de onderzijde zijn enkele overschrijdingen van de toelaatbare spanningen ( $3 \text{ N/mm}^2$ ) zichtbaar. De berekende spanningen zijn echter conservatief bepaald. In de praktijk zijn deze lager door de veel

21







- 22 Overzicht vijzelkrachten spoordek
- 23 Trekspanningen in betondek tijdens opvijzelen
- 24 Spoordek tijdens inschuiven

groter effectieve funderingsbreedte onder het dek door spreiding van de belasting in de ondergrond. Na visuele controle van onder- en bovenzijde dek bleek er geen scheurvorming in de constructie te zijn opgetreden.

**Opvijzelen**

Op de twee schuifbanen onder het spoordek worden vervolgens vijzels geplaatst (fig. 19, foto 20). In langsrichting van het dek gezien worden de vijzels h.o.h. 3 m geplaatst (max. 4 vijzels per as per zijde). Per oplegging worden aparte groepen aangebracht. Met vooraf vastgestelde vijzelkrachten wordt het dek vervolgens van de ondersteuningsconstructie opgetild en over-

gepakt op de schuifbanen. In figuur 21 staat een overzicht van de vijzelposities en in figuur 22 van de vijzelkrachten.

Ook van deze situatie is een apart rekenmodel opgesteld (fig. 23). Deze vijzelkrachten zijn als belasting opgenomen in combinatie met de overige belastingen (eigen gewicht en voorspankrachten). De oplegging door elastische drukbedding van de ondergrond is vervangen door puntveren. Ter plaatse van de veren zijn puntlasten ingevoerd ter grootte van de vijzelkrachten. De waarden voor de vijzelkrachten zijn zodanig in het model ingevoerd dat de oplegreacties in de puntveren circa 0 kN naderen. Met andere woorden: de constructie is verticaal in evenwicht.



Na het opvijzelen is het spoordek met twee duwvijzels op de kop verschoven over een afstand van circa 170 m naar zijn definitieve locatie (foto 24). Daar aangekomen pakken grote opgestelde vijzelkolommen het spoordek over van de schuifbaan op de definitieve opleggingen (foto 1). De vijzelkrachten worden nauwkeurig gemonitord gedurende het opvijzelen en schuiven.

**Millimeterwerk**

De ervaring heeft geleerd dat een dergelijk massief dek op de millimeter nauwkeurig moet worden aangebracht en dat dit secuur moet gebeuren. Schuiven in langsrichting geeft meer extra complicaties dan in dwarsrichting doordat het dek met grote puntlasten wordt verschoven en vele bouwfaseringen doormaakt. Het zuidelijke dek ligt op het moment van schrijven van dit artikel (najaar 2018) op zijn plek. Later zal volgens precies dezelfde methode het noordelijke dek worden geschoven. ☒