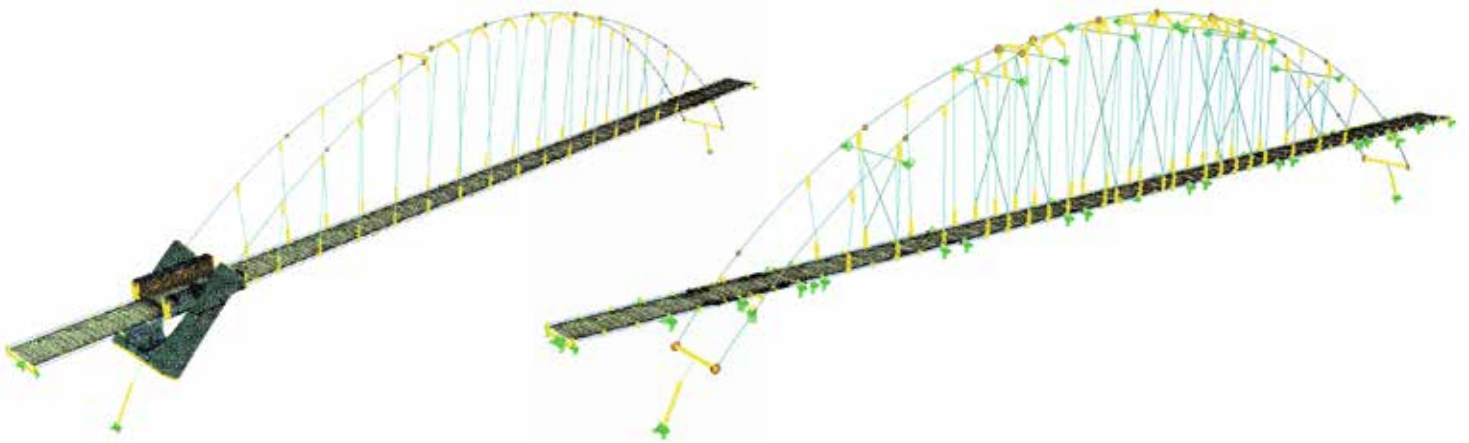


Geen doorsnee boogbrug



Modellering hoofdmodel met geïntegreerd knooppuntmodel (links) en geïntegreerde bouwrijpheidvoorzieningen (rechts).

Aangezien het ontwerp van de brug geen doorsnee zuivere boogbrug of boogbrug met trekband betreft maar een semi-integraal ontwerp, is de krachtsverdeling in de brug sterk afhankelijk van de stijfheid van de fundering. Het funderingsontwerp van de booginklemmingen en het staalontwerp met geometrisch complexe knooppunten kennen elk hun bijzonderheden. Vooral de grote interactie tussen de bovenbouw en onderbouw heeft geleid tot vele iteratieve berekeningen met verschillende softwarepakketten.

ir. G.A. Lebbink, ing. W.R. Visscher, Dipl.-Ing. H.-J. Casper en Dipl.-Ing. D. Fouquet

Bert Lebbink is project- en ontwerpleider en Wilfred Visscher is hoofdconstructeur, beiden bij ABT in Velp.

Hans-Joachim Casper is projectleider ontwerp staalconstructie en Dirk Fouquet is constructeur ontwerp staalconstructie, beiden bij SSF Ingenieure in München.

In het spoortracé Groningen-Leeuwarden heeft Max Bögl in opdracht van ProRail een nieuwe spoorbrug over het Van Starckenborghkanaal gebouwd bij het Groningse Zuidhorn. De brug vervangt de bestaande stalen vakwerkbrug en is onderdeel van het project 'Opwaardering vaarweg Lemmer-Delfzijl' waarbij Rijkswaterstaat en de provincies Fryslân en Groningen werken aan de verbetering van de vaarweg om deze geschikt te maken voor grotere schepen. De nieuwe spoorbrug komt daardoor ± 3 m hoger te liggen dan de bestaande spoorbrug met een vrije overspanning die ruim drie keer groter is dan die van de bestaande spoorbrug. Vanaf de tenderfase tot en met het uitvoeringsontwerp heeft ABT de constructieve en geotechnische advisering voor de nieuwe spoorbrug verzorgd. Hierbij

is de samenwerking aangegaan met het Duitse ingenieursbureau SSF Ingenieure.

Brugontwerp

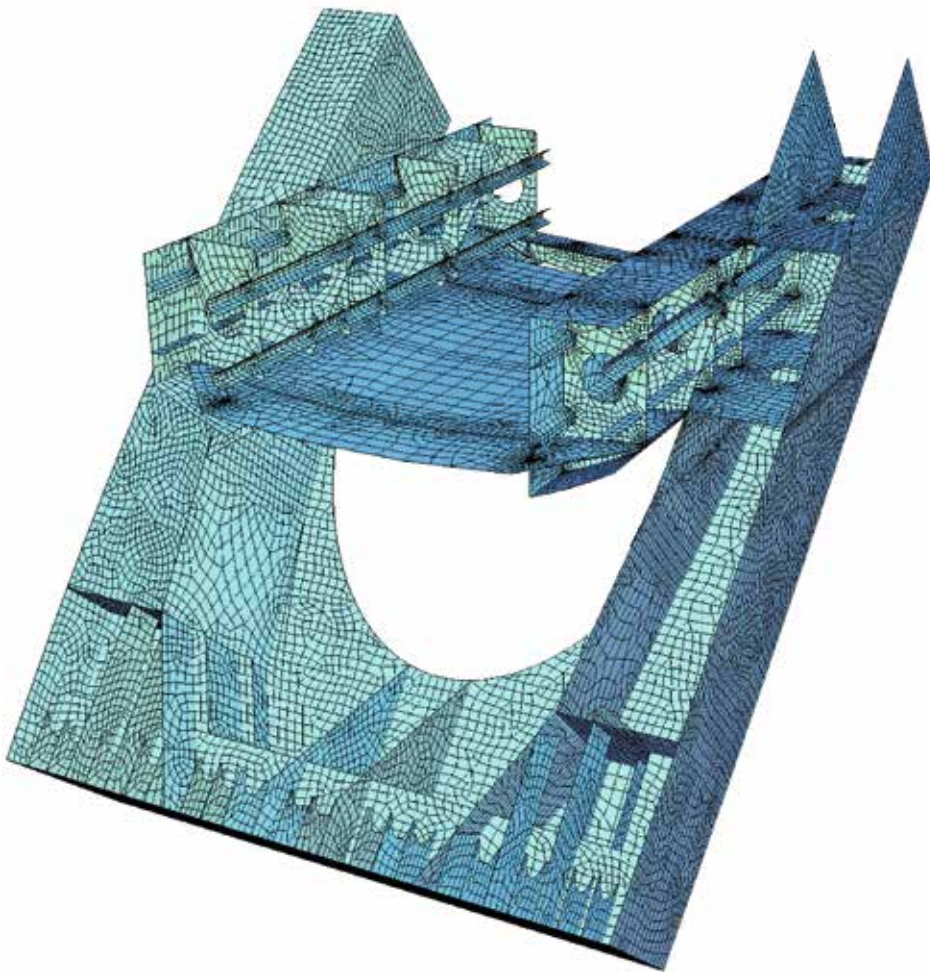
Het ontwerp van de brug wordt sterk gestuurd door de vormgevingsvisie van de architect en is bepaald door de constructieve boog van de hoofdoverspanning, die snijdt met de uit ellipsen opgebouwde vorm van de dwarsdoorsnede. De twee bogen die hierdoor ontstaan, vloeien samen tot één doorsnede bij de top en de voet van de bogen. Het brugdek inclusief hoofdliggers loopt als het ware aan de binnenkant door de dubbele boog heen. Met de eisen uit de vormgevingsvisie is met Revit en Dynamo een parametrisch model opgezet, waarmee de uitwendige geometrie van de stalen brug beschreven wordt. Dit

resulteert in het geometriemodel dat de basis vormt voor de verdere uitwerking van het ontwerp van de brug.

De enkelspoorse brug kan worden getypeerd als een boogbrug met tussengelegen rijvloer, echter waarbij de boogeinden zijn ingeklemd in de fundering. De rijvloer, inclusief hoofdliggers, zijn doorgaand uitgevoerd en scharnierend opgelegd op de landhoofden. De brugconstructie is daarmee meervoudig statisch onbepaald, waardoor de krachtsverdeling sterk afhankelijk is van de stijfheid van de funderingen.

Stalen bovenbouw

De stalen bovenbouw heeft een totale lengte van ± 175 m, verdeeld over drie velden. De buitenste velden, de aanbruggen, hebben een lengte van zo'n 16 m en de hoofdoverspanning is ongeveer 144 m lang. De brug bestaat uit twee bogen, die aan de top en de voet samenvloeien, en twee hoofdliggers waartussen het rijdek is aangebracht. Het overlappingsgebied waar de bogen aan de top samenvloeien bestrijkt een lengte van 45 m. De bogen zijn ontworpen als luchtdicht afgesloten kokerliggers met een hoogte van $h = 2,80$ m (gemeten loodrecht op de hartlijn van het profiel) en een variabele breedte. Ter plaatse van het brugdek zijn de hoofdliggers aan de binnenzijde van de bogen moment-



Detailmodel boogvoet en aansluiting bogen op hoofdliggers.

vast gekoppeld waardoor een excentrische aansluiting ontstaat. Het brugdek met een breedte van $\pm 5,5$ m tussen de hoofdliggers is uitgevoerd als een hybride staal-beton constructie. Het betondek van ± 400 mm dik, is schuifvast opgelegd op de in hoogte verlopende dwarsdragers met een tussenafstand van 3,75 m. Via de dwarsdragers worden de belastingen in de hoofdliggers ingeleid. De hoofdliggers zijn ontworpen als luchtdichte kokerliggers met een hoogte van $h = 2,93$ m en een breedte van $b = 1,38$ m. De hoofdliggers zijn elke 7,50 m opgehangen aan de bogen met in totaal 15 rondstaalhangars per ligger, met een symmetrisch patroon ten opzichte van het brugmidden.

Stabiliteit

De stabiliteit van de brug is in langsrichting gewaarborgd door de inklemming van de boogvoeten in de fundering. De hoofdliggers zijn bij de landhoofden in langsrichting glijdend opgelegd waardoor vrijwel alle horizontale belastingen in langsrichting door de inklemming van de boogvoeten opgenomen worden.

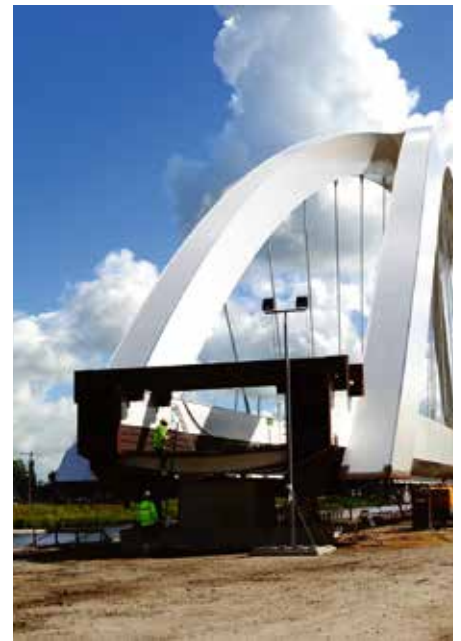
In dwarsrichting is de stabiliteit van de brug gewaarborgd door de inklemming van de boogvoeten in de fundering en de horizontale fixatie in dwarsrichting bij de landhoofden.

De opleggingen van de stalen brug zijn ter plaatse van de landhoofden uitgevoerd als bolsegmentopleggingen. Bij de boogfundamenten is de stalen boog ingeklemd in de fundering.

Funderingsontwerp

Aangezien het ontwerp van de brug geen doorsnee zuivere boogbrug of boogbrug met trekband betreft, maar een semi-integraal ontwerp, is de krachtsverdeling in de brug sterk afhankelijk van de stijfheid van de fundering. De bovenbouw en onderbouw zijn elk in een specifiek rekenpakket geanalyseerd. Om beide rekenmodellen op elkaar af te stemmen heeft een iteratief ontwerpproces plaatsgevonden. In het constructieve rekenmodel zijn boven- en ondergrenswaarden van de stijfheden van de fundering aangehouden. De oplegreacties die daaruit volgden zijn vervolgens op het geotechnische rekenmodel aangebracht. Hieruit volgden dan weer nieuwe stijfheden waarmee de volgende iteratiestap uitgevoerd kon worden. Tijdens het ontwerpproces van de onderbouw zijn daarnaast diverse funderingsvarianten de revue gepasseerd, waarbij onder andere de volgende afwegingen zijn gemaakt:

- fundering op staal vs. fundering op palen;
- boogfundament met apart landhoofd vs.



Brug in aanbouw op voorbouwlocatie.



Knooppunt hoofdligger-boog.

integrale fundering van boogvoet en landhoofd.

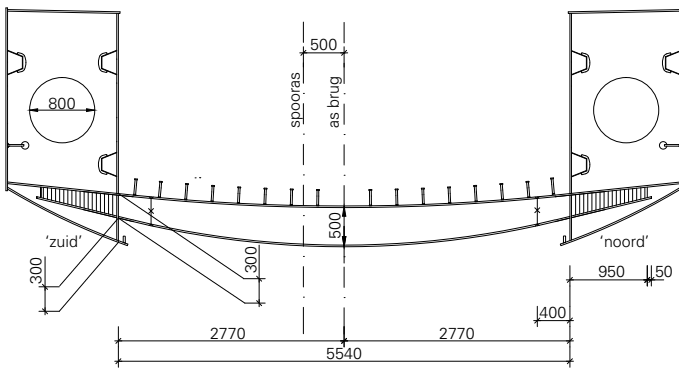
Uiteindelijk is gekozen voor hooggelegen landhoofden op palen in combinatie met funderingen op staal voor de boogfundamenten. De palen van de landhoofden zijn uitgevoerd als Tubex groutinjectionpalen. De boogfundamenten bestaan uit 4 m dik hybride gewapend (staalvezels inclusief traditionele wapening) onderwaterbeton met daarboven een 5 m dik traditioneel gewapende poer.

Optimalisaties

Het referentieontwerp met bijbehorende vormgevingsvisie is voorgeschreven als basis voor het definitief ontwerp. In de projectspecificatie was echter nog enige ruimte geboden voor optimalisaties. Tevens zijn tijdens de uitwerking van het definitief ontwerp voor enkele onderdelen nog andere varianten beschouwd die tot optimalisaties hebben geleid. De volgende optimalisaties zijn doorgevoerd.

- *Spoor in ballast in plaats van ingegoten spoorstaven.*

In het referentieontwerp is uitgegaan van ingegoten spoorstaven, ervan uitgaande dat de beschikbare constructiehoogte onvoldoende zou zijn voor een oplossing met



Dwarsdoorsnede hoofdliggers met dwarsdragers voorzien van deuvcls.



Assemblage dwarsdrager tussen hoofdliggers op voorbouwlocatie.

spoor in ballast. Bij de uitwerking van het definitief ontwerp is aangetoond dat een oplossing met spoor in ballast realiseerbaar was. Enkele voordelen hierbij zijn minder geluid, minder onderhoud, hogere beschikbaarheid spoor.

- *Boogfundamenten op staal gefundeerd in plaats van op palen.*

Het aanlegniveau van de fundering diende daarbij wel naar het niveau van de vaste zandlaag op NAP -9,0 m te worden gebracht.

- *Overspanning geoptimaliseerd binnen de 5% technische ontwerp vrijheid.*

Er bleek enige ruimte aanwezig ten opzichte van het PVR van de vaarweg en parallelwegen, waardoor de overspanning enigszins gereduceerd kon worden.

- *Opleggingen bogen integraal in plaats van met oplegtoestellen.*

De oplegging van de stalen bogen op de betonnen boogfundamenten is uitgevoerd als momentvaste verbinding. Uit een analyse bleek dat de in het referentieontwerp aangegeven onder een hoek geplaatste oplegtoe-

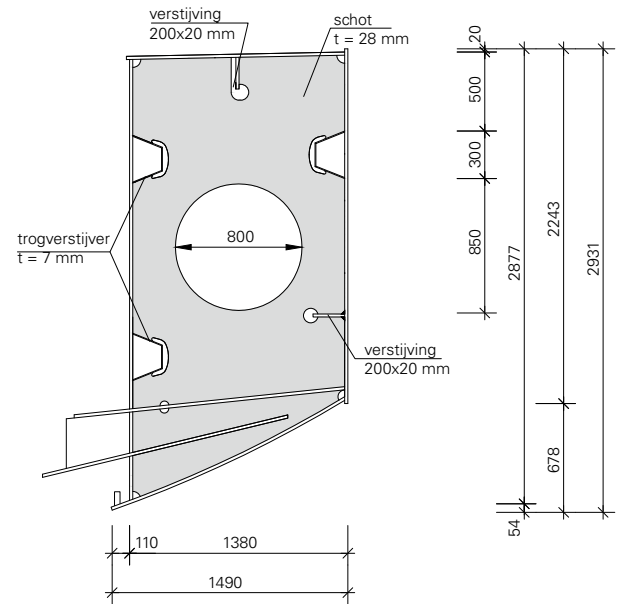
stellen relatief grote risico's met zich mee brachten. Afgezien van de complicaties bij het onder een hoek plaatsen en het onderhoud dat de oplossing met zich mee brengt, werd ook duidelijk dat in bepaalde belastingcombinaties trek zou optreden op de opleggingen.

Bouwfasering

De draagconstructie van de nieuwe spoorbrug is volledig opgebouwd uit rechte en enkelvoudig gekromde staalplaten. In de staalfabriek van Max Bögl in Neumarkt zijn de diverse componenten van de brug geproduceerd. In totaal is de brug opgebouwd uit de volgende onderdelen:

- 10 delen hoofdliggers bij booggebied;
- 4 delen hoofdliggers bij aanbruggen;
- 13 delen bogen;
- 4 delen boog-hoofdligger;
- 4 delen boogvoet-boogfundament;
- 30 hangers;
- 49 dwarsdragers.

De verschillende brugdelen zijn per schip



Doorsnede hoofdligger.



De staalconstructie is opgebouwd uit rechte en enkelvoudig gekromde staalplaten.

vanuit Duitsland getransporteerd naar Zuidhorn, waar de brugdelen gemonteerd zijn op de voorbouwlocatie aan de zuidkant van het Van Starckenborghkanaal. Hierbij zijn diverse hulpconstructies gebruikt om de brugdelen op te leggen waarna deze aan elkaar gelast konden worden.

Op 8 juli 2017 is de 140 m lange brugconstructie tijdens een vaarwegstremming getransporteerd van de voorbouwlocatie naar de definitieve locatie. Met SPMT's aan beide uiteinden van de brug is de brug 'opgepakt' en op hoogte gevijzeld. De SPMT's aan één zijde van de brug zijn een ponton opgereden om deze naar de noordzijde van het kanaal te varen. Gelijktijdig zijn de SPMT's aan de zuidzijde richting de definitieve locatie gereden waarmee de brug het Van Starckenborghkanaal overspant en op de definitieve locatie is afgelaten op tijdelijke ondersteuningswanden.

De ondersteuningswanden waar de brug tijdelijk is opgelegd, zijn gemonteerd op de definitieve boogfundamenten. Door de benodigde werkruimte en de vorm van de

boogvoet stond de tijdelijke ondersteuningswand met een excentriciteit van $\pm 8,5$ m op het boogfundament. Het moment dat hierdoor veroorzaakt werd op de definitieve boogfondamenten, was uiteindelijk lager dan de momenten die optreden in de eindsituatie. Vanaf het invaren begin juli tot de TVP eind september, was er een relatief korte bouwtijd beschikbaar voor het afbouwen van de brug op de definitieve locatie. Om de werkzaamheden in die fase te optimaliseren, is tijdens het uitvoeringstraject nog besloten om de prefab dekplaten over een lengte van 45 m van de boogoverspanning reeds op de voorbouwlocatie aan te brengen. Voordeel hiervan is mede dat hiermee de logistieke opgave van het aanbrengen van de betonplaten in het midden van de overspanning, zonder kraan – gezien het feit dat de bogen elkaar in het midden van de overspanning kruisen –, voorkomen werd.

De afbouw van de brug op de definitieve locatie betreft onder andere het aanbrengen van de aanbruggen, het aanbrengen en aan elkaar lassen van de stalen boogvoeten, het aanstorten van de boogfondamenten waarmee de koppeling tussen stalen boogvoeten en funderingsblokken gerealiseerd wordt en het monteren van de resterende prefab dekplaten zodat het dek inclusief ballastkerende wanden gestort kon worden.

Rekenmodel

Voor de statische berekening van de bovenbouw van de brug is een ruimtelijk staafwerkmodel van de staalconstructie opgezet in het FEM-rekenpakket SOFiSTiK.

De staven van het hoofdtraagsysteem (hoofdliggers en bogen) zijn als hartlijnen langs geometrische krommen in de ruimte gedefinieerd. De dwarsdoorsneden zijn parametrisch opgebouwd, waarbij de lokale coördinaten van een aantal punten in de doorsnede (bijvoorbeeld de hoekpunten van de kokers van de boog) met variabelen ten opzichte van de geometrische krommen gedefinieerd. Op deze manier konden de sterk verlopende doorsneden van de bogen relatief eenvoudig in het rekenmodel worden aangebracht. Bij de aansluiting van de hangers op de bogen en hoofdliggers zijn de aansluitplaten qua geometrie en oriëntatie nauwkeurig

gemodelleerd om de stijfheden in beide richtingen correct mee te nemen in de bepaling van de krachtswerking.

De betonnen dekplaat is gemodelleerd met schaalementen zodat de toetsing in langs- en dwarsrichting van de globale krachtswerking in het rekenmodel uitgevoerd kan worden. De dekplaat is opgebouwd uit prefab betonnen platen met daarop een in het werk gestorte laag. Deze uitsplitsing is niet in het model verwerkt waardoor bijkomende spanningen in de prefab platen door het stortgewicht van het in het werk gestorte deel handmatig gesuperponeerd zijn bij de spanningen ten gevolge van de globale krachtswerking.

Aangezien de dekplaat samen met de hoofdliggers gedeeltelijk een trekband vormen voor de hoofdtraagconstructie, is bij de bepaling van de krachtsverdeling de dekplaat als trekelement beschouwd waardoor de doorsnede gescheurd is verondersteld. De stijfheid van de gescheurde dekplaat is daarom gereduceerd. Echter in andere belasting-situaties, waaronder temperatuurbelasting, komt de dekplaat onder druk en is de dekplaat dus ongescheurd. Voor het ontwerp van de stalen bovenbouw is daarom zowel een ongescheurde als gescheurde stijfheid van de dekplaat in langsrichting beschouwd.

Dimensionering staalconstructie

De dimensionering van de staalconstructie in de eindfase is uitgevoerd op basis van de som van de snedekrachten van de afzonderlijke bouwfasen. De belastingen die in rekening zijn gebracht zijn conform NEN-EN 1991-1 en 1991-2 inclusief Nationale Bijlagen en aanvullingen vanuit de ROK en OVS00030-6.

De draagconstructie is ontworpen op de belastingmodellen LM71, SW/0 en SW/2 met de bijbehorende horizontaalkrachten. Als overige veranderlijke belastingen zijn wind, temperatuur, verkeer op de dienstweg en het gebruik van een inspectie- en onderhoudswagen aan de onderzijde van de brug beschouwd. Daarnaast is gekeken naar de buitengewone belastingen door de aanvaring van een schip, ontsporing van een trein, hangeruitval en het kantelen van een trein tegen de hangers.

Mogelijke zettingen van de ondergrond zijn meegenomen in de berekening als opgelegde verplaatsing (gelijkmatige zakking) en opgelegde rotatie (ongelijkmatige zakking) van de steunpunten.

Integratie bouwfasering in berekeningsmethodiek

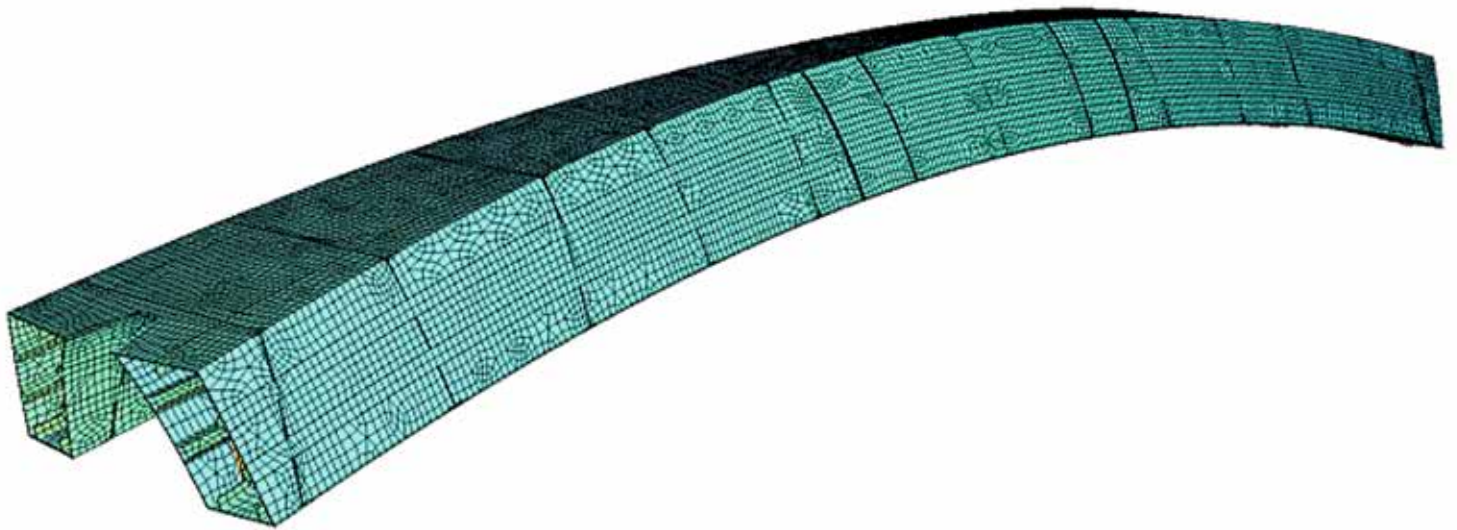
De montagevolgorde heeft een sterke invloed op de krachtsverdeling in de constructie en daarmee op de dimensionering van de constructie-onderdelen. Met name wat betreft:

- de doorsnede-uitnutting in de bouw- en eindfase;
- de grootte en verdeling van de krachten in de hangers onder de blijvende belastingen, om te voorkomen dat er drukkrachten optreden in de eindfase;
- de verdeling van oplegkrachten tussen de landhoofden en boogfondamenten om opwaartse belasting op de landhoofden te voorkomen;
- de vervormingen die tijdens de bouwfase optreden om de voorvervorming (zeeg) ten behoeve van de spanningsvrije werkplaatsvorm te bepalen.

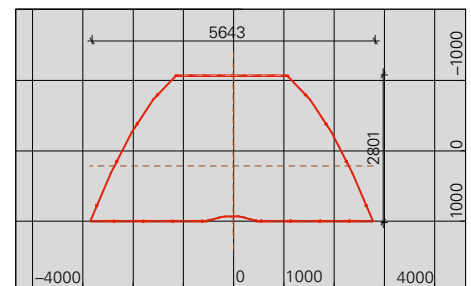
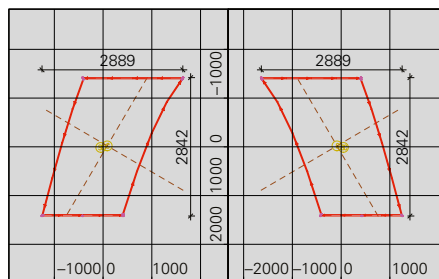
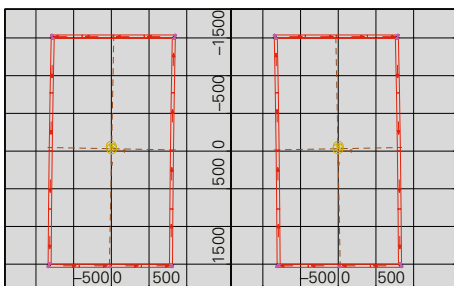
Een zo gedetailleerd mogelijke integratie van de bouwfasering in het rekenmodel is daarom van essentieel belang. Daarom zijn alle voor het ontwerp relevante bouwfasen in het rekenmodel beschreven, zoals bijvoorbeeld het uitbouwen van de hoofdligger- en boogsegmenten, het overpakken van het in te varen deel op de voorbouwlocatie en het aflaten op de definitieve locatie, en het doelbewust laten zakken van de tussenondersteuning bij de boogfondamenten om de oplegkracht op de landhoofden te vergroten en daarmee trek op de opleggingen te voorkomen.

In het rekenpakket zijn de verschillende staalementen in groepen ingedeeld om de gedeeltelijke activering van de afzonderlijke onderdelen mogelijk te maken. Tijdelijke steunpunten worden door oplegveren gesimuleerd die aan en uit gezet kunnen worden. Aangezien het in principe om enkel druk steunpunten gaat, zijn de veren niet-lineair aangehouden om uitvallen bij trek te waarborgen.

Afhankelijk van het type koppeling tussen de verschillende segmenten na plaatsing zijn



Detailmodel overlappingsgebied bogen.



Verlopende doorsnede bogen: bovenzijde hoofdliggers (links) tot top van de boog in het overlappingsgebied (rechts) en tussengelegen doorsnede (midden) (schalen wijken).

in het rekenmodel ter plaatse van de staafeinden moment-, dwarskracht- en/of normaalkrachtscharnieren aangebracht. De staafeinden zijn vervolgens in de bouwfase na het lassen van de voeg tussen de segmenten gefixeerd.

In alle bouwfasen zijn de effecten ten gevolge van bouwfaselastingen, wind en temperatuur beschouwd. Het rekenmodel kon daarvoor ook voor de bepaling van de maatgevende belastingen in de tijdelijke constructies en tijdelijke koppelingen gebruikt worden.

Detailmodellen

Het ontwerp van de brug kent op een aantal posities dermate geometrisch complexe knooppunten waardoor het globale staaf-

werkmodel de werkelijk optredende krachtdistributie onvoldoende kan beschrijven. Voor deze knooppunten zijn aanvullend gedetailleerde modellen met plaafelementen opgebouwd, die geïntegreerd konden worden in het globale rekenmodel. De volgende gedetailleerde rekenmodellen zijn beschouwd:

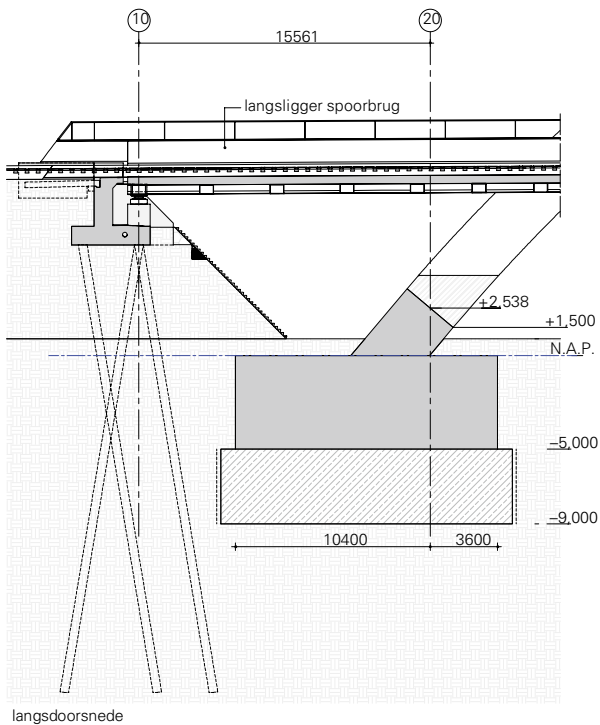
- aansluiting bogen op hoofdliggers;
- aansluiting boogvoet op fundament;
- overlappingsgebied bogen.

De geometrie van de detailmodellen komt zo veel mogelijk overeen met de werkelijke geometrie, zoals bijvoorbeeld de gekromde lijfplaten van de boogliggers. De detailmodellen zijn met interfaces met de staafelementen gekoppeld, zodat een geïntegreerd

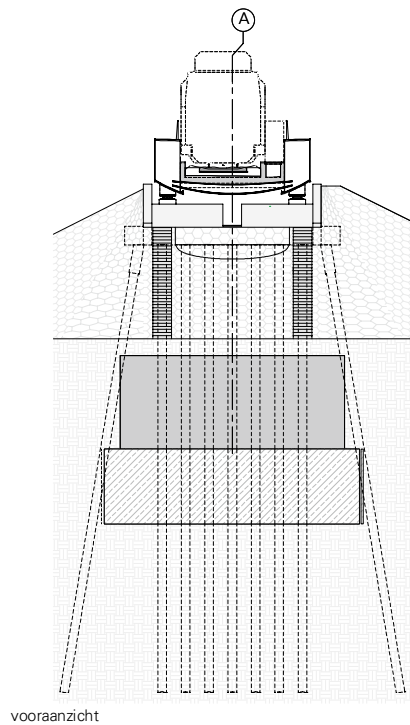
model ontstaat, waarmee zowel de invloed van de bouwfasering als de overige veranderlijke belastingen beschouwd kon worden.

Aansluitdetail bogen-hoofdliggers

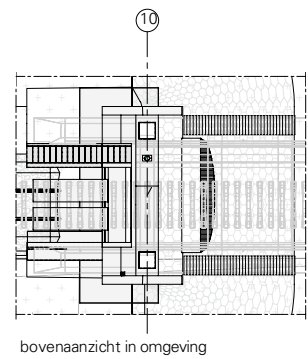
Eén van de meest kritische constructieve aansluitdetails in de brug is de aansluiting van de hoofdliggers op de bogen. Het ontwerp gaat uit van een momentvaste excentrische verbinding, waarbij de binnenlijfplaat van de boog overgaat in de buitenlijfplaat van de hoofdligger. Om een goede krachtsoverdracht mogelijk te maken zijn de boven- en onderflens van de hoofdligger als verstijvingsschot doorgezet in de boog en zijn de boven- en onderflens van de boog als verstijvingsschot doorgezet in de hoofdligger. Hierdoor ontstaat een ruitvormige



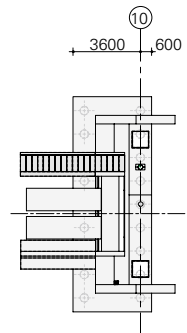
langsdoorsnede



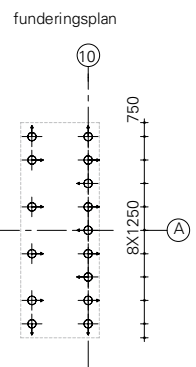
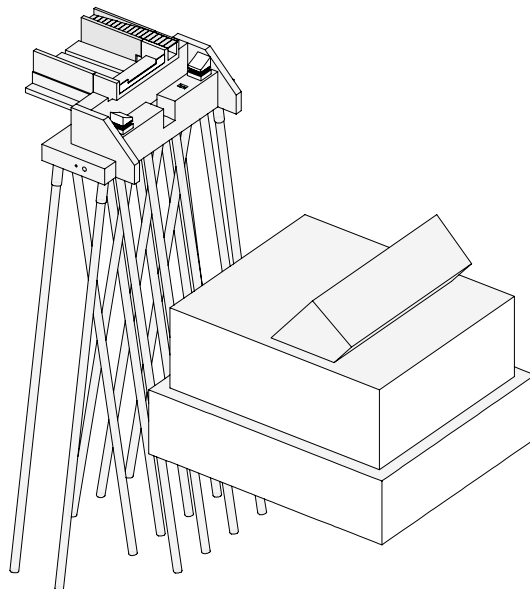
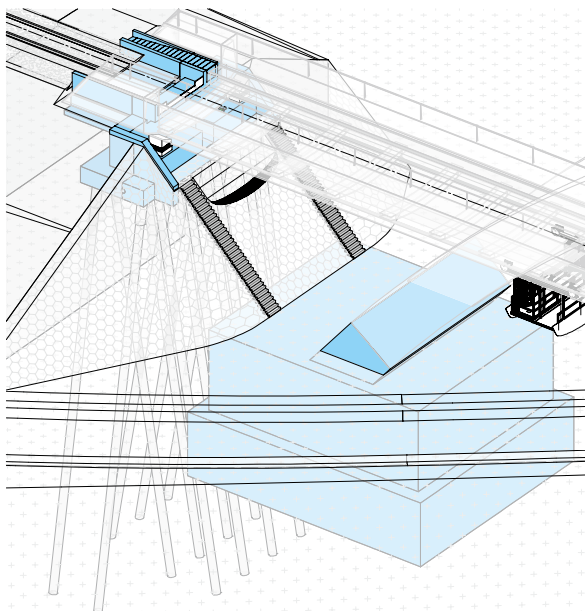
vooraanzicht



bovenaanzicht in omgeving



bovenaanzicht sec landhoofd



funderingsplan

Fundering.

doorgaande koker als verbindend element tussen hoofdligger en boog. De overgang van plaatdiktes en plaatbreedtes levert vermoeingsgevoelige details op. Door afrondingsstralen en dikteverloop bij overgangen toe te passen is een vermoeingsbestendig ontwerp ontworpen.

Aansluitdetail boogvoet-fundament

Een ander kritisch constructief aansluitdetail in de brug betreft de overgang van de stalen boogvoet op het betonnen boogfundament. Er is gekozen voor een momentvast verbinding, waar diverse varianten voor zijn bekeken. Uiteindelijk is gekozen voor ankerstaven die gefixeerd worden aan de voetplaat van de stalen boog. Deze

ankerstaven zijn in de betonnen boogvoet via overlappings doorgekoppeld met de stekken uit het boogfundament. Tijdens de uitvoering vormde het betonstorten van dit overlappingsgebied de laatste stap in de bouwfasering voordat de boogvorm gesloten was. Voor deze stort was het noodzakelijk dat de brug opgelegd werd op tijdelijke wanden en horizontaal gefixeerd werd, zodat vervormingen van de brug tijdens de stort beheerst konden worden.

Dynamische factoren spoorverkeer

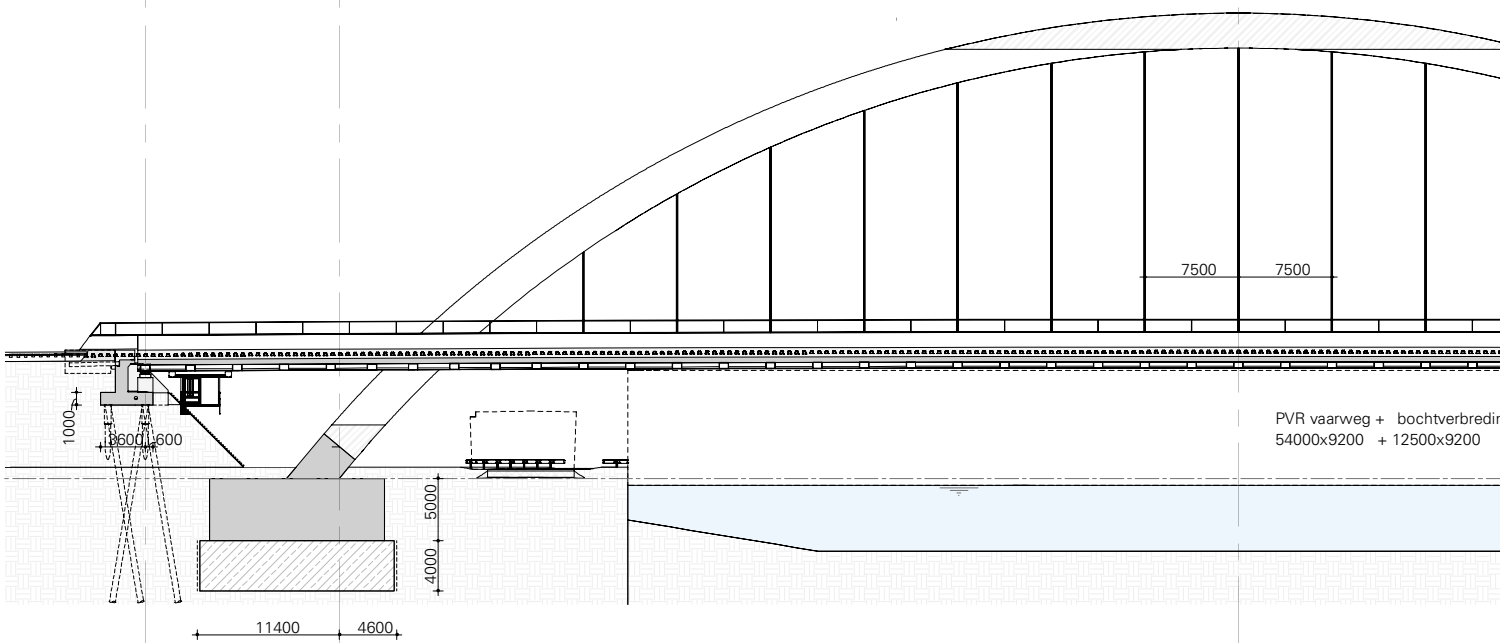
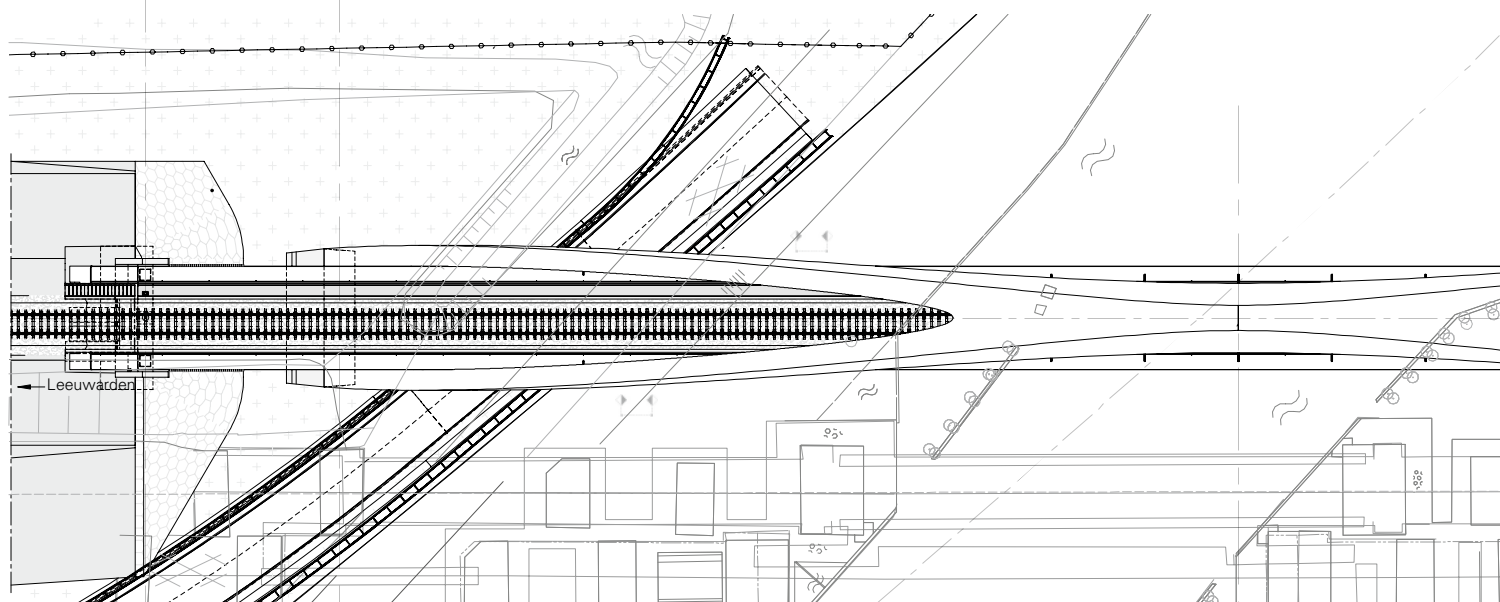
Gelet op het statische systeem van de brug, een combinatie tussen een boog en een doorlopende hoofdligger, kunnen de bepalende lengtes L_{ϕ} voor de bepaling van de dynamische factoren voor de bogen en hoofdliggers

niet op basis van de standaardgevallen uit tabel 6.2 van NEN-EN 1991-2 bepaald worden.

Als alternatief zijn voor iedere knoop van de staafelementen van de bogen en hoofdliggers invloedslijnen voor de doorbuiging opgesteld. De som van de lengtes waarover de doorbuiging hetzelfde teken heeft (positief of negatief) is vastgesteld als bepalende lengte L_{ϕ} . Op basis van deze lengte zijn vervolgens de maatgevende dynamische factoren bepaald.

Stabiliteitstoetsingen

De globale stabiliteit van de bogen is in het rekenmodel met een tweede-ordeberekening getoetst. Hierbij is als voorvervorming de eigenvorm van de eerste knikfiguur aan-



gebracht. De amplitude van deze voorvervorming is verschaald naar de in rekening te brengen imperfectie conform NEN-EN 1993-2, tabel D.9. De toetsing van de lokale stabiliteit tegen plooiën is uitgevoerd met een specifiek rekenprogramma waarbij individuele plaatvelden, verstijfd en onverstijfd, zijn beschouwd. Hierbij zijn de spanningen per plaatveld uit het globale rekenmodel uitgelezen en als belasting op de separate plaatvelden geplaatst.

Vermoeiing

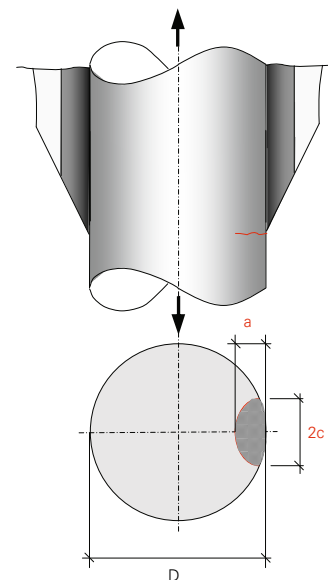
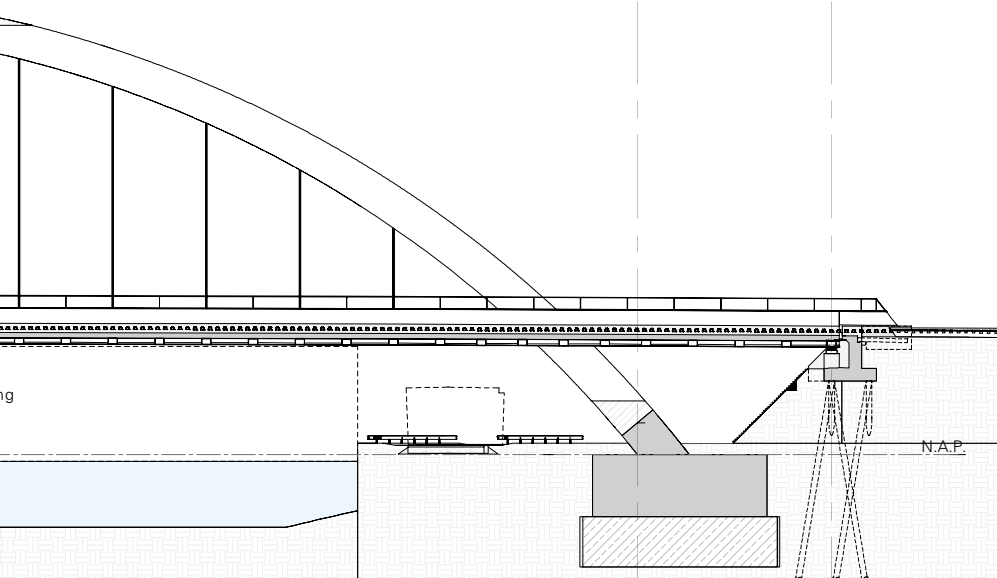
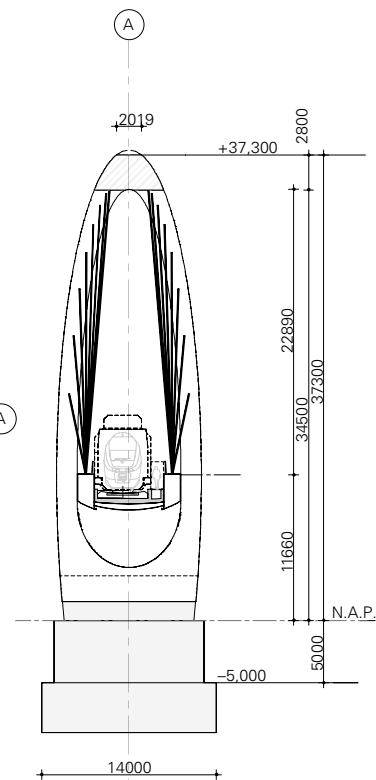
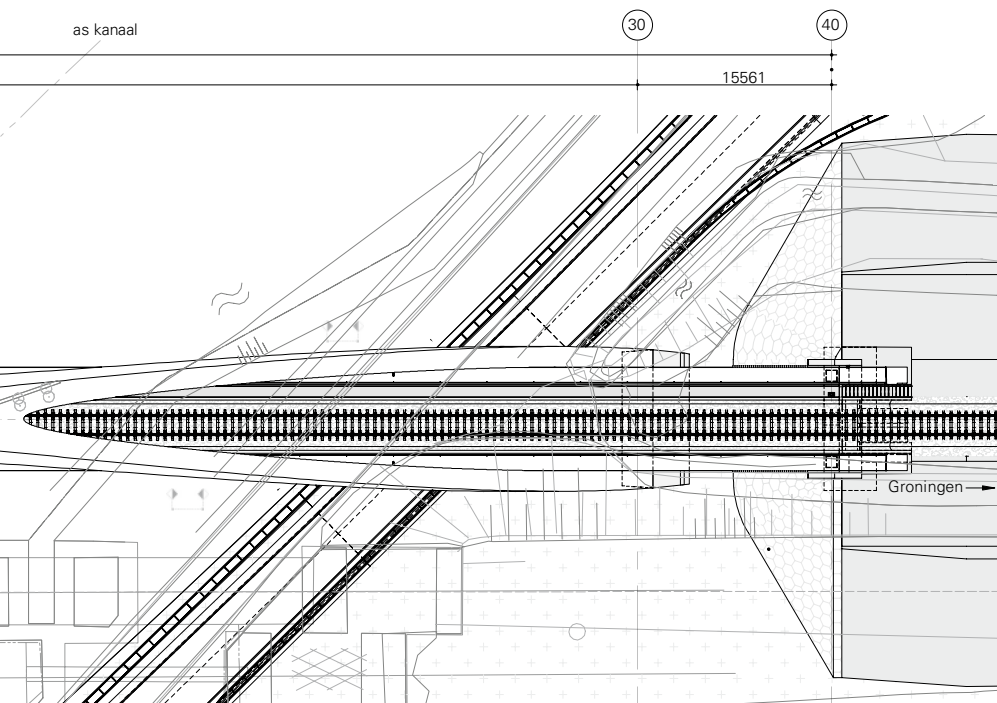
De vermoeiingstoetsingen zijn uitgevoerd op basis van NEN-EN 1993-1-9 voor een verkeersvolume van 25 miljoen ton per jaar. Hierbij is gebruikt gemaakt van de schade

equivalente nominale spanningsmethode, ook wel de λ -methode genoemd. Analoog aan de hiervoor genoemde bepaling van de dynamische factoren voor spoorverkeer is de invloedslengte afhankelijke correctiefactor λ_1 voor de hoofdliggers en bogen ook bepaald middels invloedslijnen. Voor elke knoop van de staafelementen is een invloedslijn berekend, waaruit de kritische lengte is afgeleid. De kortste kritische lengte is vervolgens toegepast om tot de maatgevende equivalente schadefactor te komen. Voor de andere constructie-onderdelen is gebruik gemaakt van de in de voorschriften opgenomen kritische lengtes. Vervolgens zijn de optredende spanningswisselingen door spoorverkeer, vermenig-

vuldigd met de equivalente schadefactor, getoetst aan de voor het betreffende detail geldende vermoeiingssterkte.

Staalkeuze in relatie tot breuktaaiheid

De keuze van de staalkwaliteit teneinde brosse breuk te voorkomen is uitgevoerd op basis van de bepaling van de maximaal toelaatbare plaatdikte conform tabel 2.1 van NEN-EN 1993-1-10. Om de maximaal toelaatbare plaatdikte te bepalen zijn de referentietemperatuur T_{Ed} en de optredende spanning σ_{Ed} benodigd. De optredende spanningen zijn bepaald volgens de ontwerpcombinatie in vergelijking 2.1 van NEN-EN 1993-1-10. De referentietempe-



Maatgevende scheurconfiguratie hangeraansluiting.

ratuur is de temperatuur waarbij de materiaaltaiheid van het beschouwde element beïnvloed wordt en welke zou kunnen leiden tot spanningen door verhinderde vervormingen. Als referentietemperatuur is $T_{Ed} = -50\text{ °C}$ voor staalkwaliteit S355 c.q. $T_{Ed} = -40\text{ °C}$ voor S460NL bepaald. Op basis hiervan is per toegepaste plaat bepaald wat de verhouding tussen de optredende spanning en de plaatdikte afhankelijk vloeigrens bedraagt en is getoetst of de plaatdiktes voldoen aan de maximaal toelaatbare plaatdiktes. Voor de hangers (S460NL) kan de breuktaaiheid niet goed worden bepaald met de gestandaardiseerde berekeningsmethodes volgens NEN-EN 1993-1-10. Deze methodes

zijn gebaseerd op constructiedetails met een duidelijk grotere gevoeligheid voor brosse breuk. Om die reden is voor de hangers een breuk-mechanische analyse uitgevoerd, waarbij de specifieke omstandigheden van de betreffende situatie zijn beschouwd.

Hangars

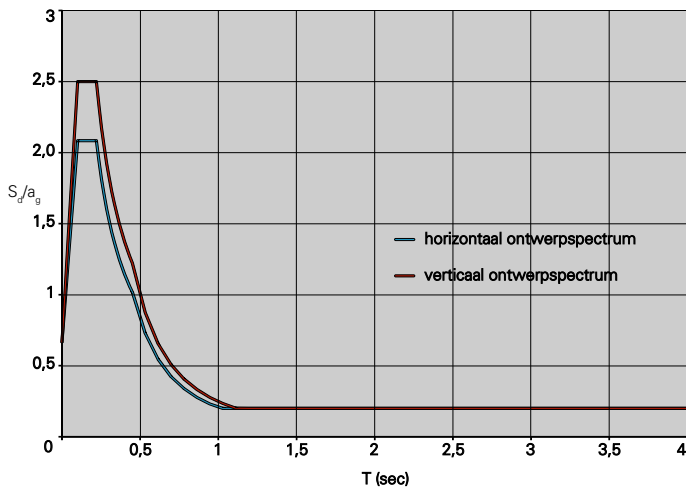
De hangers zijn zeer slank uitgevoerd, namelijk rondstaal R120 voor de buitenste hangers en R100 voor de overige hangers. Deze slankheid is nodig om niet te veel stijfheid te maken, aangezien de hangers anders teveel moment naar zich toe trekken. Door deze slankheid was het wel noodzakelijk om de hangers en hangeraansluitplaten uit te voeren in S460. Voor het ontwerp van de

hangers en de hangeraansluitplaten is gebruik gemaakt van de BAST-richtlijn^[1] ('Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau'), tevens onderdeel van de Duitse Nationale Bijlage bij Eurocode EN 1993-2. De hangers zijn getoetst op:

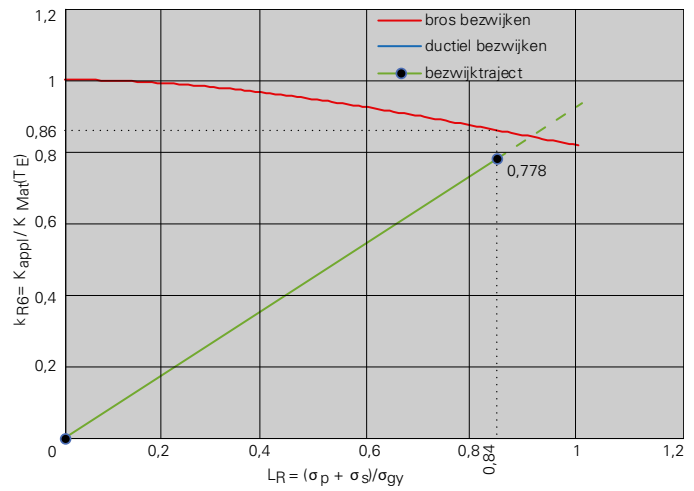
- sterkte in de uiterste grenstoestand;
- vermoeiing;
- buitengewone situatie van het kantelen van een trein tegen de hangers;
- trillingen;
- breuktaaiheid.

Voor de toetsing van de hangertrillingen zijn de volgende verschijnselen onderzocht:

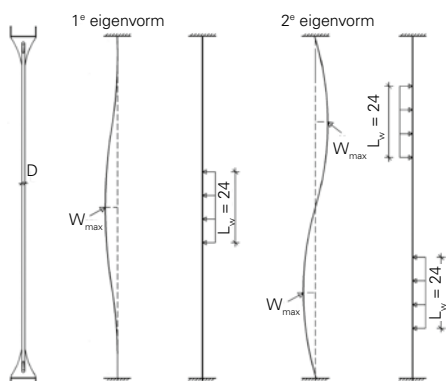
- door wervelvorming opgewekte dwarstrillingen;



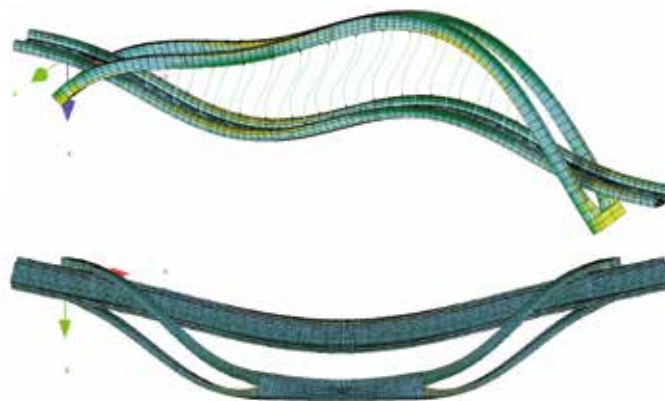
Resonance spectra of seismic loading.



Failure Assessment Diagram for brittle fracture.



Schematic of cross-sections of a hanger.



First horizontal (bottom) and vertical (top) eigenform.

- regenerative wind-induced vibrations;
- galloping.

In appendix E of NEN-EN 1991-1-4 general requirements for shape and aeroelastic instabilities are described. Specifically for the design of hangers of arch bridges is appendix NA.F of the German DIN-EN 1993-2 developed. Herein are design rules included that describe the very complex phenomena caused by wind loading of fatigue-sensitive tension rods with the help of pragmatic models. The theoretical background information, including calculation examples, is included in the BAST guideline.

The above-mentioned guideline is also used in the design of the hangers of the railway bridge Zuidhorn. So for every length of hanger a special shaft model is considered in which the effect of the vibrations in the calculation is taken into account by an equivalent static cross-section loading as in the guideline is described.

The magnitude of this cross-section loading is dependent on the hanger diameter, the eigenfrequency of the hanger and the Strouhal number of the hanger.

The shaft forces are in the order of a 2nd

order calculation in which the normal force in the hanger due to permanent loads is also taken into account. Due to this permanent tensile force in the hangers there will be less deformation due to the cross-section loading, so that the moments are reduced and the stresses in the hangers will be lower. For the different tests (UGT, fatigue) are the stresses due to cross-section loading combined with the stresses due to the remaining loads (determined with the global calculation model). Herein is for the damping according to the guideline in the first instance a minimum logarithmic decrement of $\delta = 0,0015$ maintained. From the tests it was found that some fatigue tests did not meet the maintained minimum logarithmic decrement. In the calculation is in that case the minimum required damping determined, including the corresponding eigenfrequency, in which the tests are well satisfied. From measurements on comparable projects it is clear that in the relevant frequency ranges also for long hangers higher damping values are to be expected, with a value that increases towards the tenfold of the minimum damping. In addition to hanger vibrations is also a fracture-mechanics

analysis performed according to BAST guideline^[2] ('Rundstähle für geschweißte Zugglieder im Brückenbau') in which both the outer hangers and the middle hangers are considered. The fracture-mechanics analysis is comparable with the principle of a regular fatigue test for a part. At the location of a crack tip there is a stress peak to which with a stress intensity factor K_{app} is indicated. This value is compared with the fracture resistance $K_{Mat}(T)$, or the temperature-dependent fracture toughness of the material. In addition to the stresses due to the external loading, σ_p , which is determined with the global model, is there a loading factor applied for secondary stresses and stresses due to the magnitude of $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ (outer hangers) and $\sigma_s = 150 \text{ N/mm}^2$ (middle hangers). As a representative detail category ($\Delta\sigma_c = 90 \text{ N/mm}^2$) is the half-elliptical surface crack at the hanger connection maintained. For this detail is the stress intensity factor determined, based on an assumed initial crack geometry (crack depth $a_0 = 0,5 \ln(D)$; half crack length $c = 2a_0$) and the so-called geometry functions. The applied fatigue loading is

onder andere af van de inspecteerbaarheid van het constructiedetail. Er kan van worden uitgegaan dat een oppervlaktescheur bij de hangeraansluiting in het kader van een regelmatige inspectie eenvoudig gesignaleerd kan worden. Desalniettemin is er, tevens wegens eisen van ProRail, van uitgegaan dat er tijdens de levensduur van 100 jaar geen inspecties uitgevoerd worden, en is partiële factor voor vermoeiing $\gamma_{Mf} = 1,35$ aangehouden. De bepaling van de kritische brosse breukontwerp scheurdiepte a_d is uitgevoerd met de scheurgroeivergelijking volgens de wet van Paris, uitgaande van een initiële scheur a_0 en een vermoeiingsbelasting $\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$. De uiteindelijke toetsing op brosse breuk is uitgevoerd met een Failure Assessment Diagram (FAD), zoals hiernaast weergegeven. Hiermee is het mogelijk het elasto-plastisch materiaalgedrag van gescheurde staalconstructies in rekening te brengen, waarbij inzicht wordt verkregen in het bezwijkgedrag, namelijk brosse breuk of ductiel bezwijkgedrag.

Dynamische analyse treinpassage

Eén van de voorwaarden om te bepalen of een dynamische berekening is vereist, is het controleren van de laagste eigenfrequentie van de brug. Aangezien de lengte van de brug groter is dan 100 m valt deze buiten het toepassingsgebied van figuur 6.10 van NEN-EN 1991-2. Om het gevaar op resonantie of buitensporige trillingen van het dek te controleren, is er daarom een dynamische analyse met een gediscretiseerde tijdstapintegratie uitgevoerd. Hierbij zijn treinpassages gesimuleerd met het globale rekenmodel waarbij de treinen als bewegende puntlasten zijn aangebracht. Om de respons van de constructie te bepalen is alleen gekeken naar de trillingsvormen die door verticale verkeerslasten geactiveerd kunnen worden en waarvan de eigenfrequenties liggen binnen een bereik vanaf de 1^e eigenfrequentie tot maximaal 30 Hz, zie afbeelding p. 22 als het voorbeeld van de 1^e verticale buiging trillingsvorm met $n_0 = 1,566$ Hz. Voor dit gehele frequentiebereik is één uniforme dempingswaarde gedefinieerd met een massa-afhankelijk aandeel en een stijfheidsafhankelijk aandeel, de zogenoemde Rayleigh-damping.

Voor elke treinpassage zijn vervolgens de maximale en minimale staafkrachten en de verticale knoopverplaatsingen en -versnelingen bepaald. Met de staafkrachten is geverifieerd of de aangehouden methode met de dynamische factoren toereikend is voor het ontwerp van de stalen bovenbouw, oftewel of de krachten uit de dynamische analyse lager zijn dan de krachten uit de statische analyse met dynamische factoren. Ten aanzien van de bruikbaarheidsgrenstoestand is getoetst of de maximale versnelling van het brugdek, ter voorkoming van instabiliteit van het spoor, van $\gamma_{bt} = 3,5$ m/s² voor spoor met ballastbed niet wordt overschreden. Naast de verticale versnellingen zijn tevens toetsingen uitgevoerd ten aanzien van de zijdelingse trillingen van de bovenbouw. Conform NEN-EN 1990 dient de eerste eigenfrequentie voor zijdelingse trillingen ten minste $f_{h0} = 1,2$ Hz te bedragen. Uit de analyse is gebleken dat de 1^e horizontale eigenfrequentie $\pm 0,86$ Hz bedraagt, waardoor er niet aan de eis is voldaan. Echter, in de projectspecifieke eisen is een alternatieve methode voorgeschreven om het horizontale dynamische gedrag te toetsen, namelijk middels een toelaatbare zijdelingse versnelling van een wagon van 0,5 m/s². Met een dynamische berekening is aangetoond dat hieraan wordt voldaan, rekening houdend met onder andere de snelheid en lengte van de trein, de lengte van de brug, de slingering van treinen op het spoor in samenhang met de coniciteit van de wielen en de stijfheid, massa en demping van brug en trein.

Seismische analyse

Volgens de projectspecifieke eisen diende de brug gecontroleerd te worden op seismische belastingen, omdat deze grenst aan het aardbevingsgebied. Het betreft hier geïnduceerde aardbevingen, anders dan die in de NEN-EN 1998-serie worden omschreven. Daarom zijn in de eisenspecificatie tevens onderdelen uit NPR 9998 (ontwerpversie 2015) als bindend aangewezen. De uitgangspunten die voor de seismische analyse zijn aangehouden betreffen:

- piekgrondversnelling $a_{g,ref} = 0,08g$;
- parameters van het horizontale en verticale elastische responspectrum (S , T_B , T_C en

T_D) volgens hoofdstuk 3.2.2.2 van NPR 9998 (ontw. 2015);

- gedragsfactor q voor aangenomen ductiliteit van 1,2 (horizontale richting) en 1,0 (verticale richting).

Op basis van deze uitgangspunten is een lineaire dynamische analyse op basis van de spectrale modale responsieberekening uitgevoerd. Voor dit type berekening wordt de respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons in rekening gebracht. Hierbij mag er vanuit gegaan worden dat hier aan voldoen is als aangetoond is dat:

- de som van de effectieve geactiveerde massa's van de beschouwde trilvormen ten minste 90% is van de totaal in rekening te brengen massa, of;
- alle trilvormen met een effectieve geactiveerde massa groter dan 5% van de totale massa in rekening zijn gebracht.

De resultaten uit de dynamische berekening zijn vervolgens vergeleken met de resultaten uit de UGT-berekeningen, waaruit geconcludeerd kon worden dat de belastingsituatie aardbevingen niet maatgevend was. Dit was ook wel de verwachting aangezien de brug aan de rand van het risicogebied ligt. In de huidige versie van NPR 9998 (2017), zijn de laatste inzichten ten aanzien van de aardbevingsbelastingen vastgelegd door de NPR 9998-webtool^[3]. Hieruit blijkt dat er voor de locatie van spoorbrug Zuidhorn geen beschikbare aardbevingsbelastingen zijn, en dat er conform deze versie dus geen seismische analyse uitgevoerd had hoeven worden. •

Literatuur

1. *BAS-richtlijn*, 'Leitfaden zum Anhang NA.F der DIN EN 1993-2/NA:2010-12 Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken, Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau - Bemessungsregeln für Hänger an Stabbogenbrücken und Empfehlungen für ermüdungsgerechtes Konstruieren'.
2. *BAS-richtlijn*, 'Rundstähle für geschweißte Zugglieder im Brückenbau, Bundesanstalt für Straßenbau', 2010.
3. NPR 9998-webtool via seismischekrachten.nen.nl/webtool.