

The Ensemble



PROJECTGEGEVENS

project

The Ensemble

ontwikkelaar

Ensemble Real Estate,
Great Grey Investments,
Wonam en Greystar

architect

CONIX RDBM en Van
Belle & Medina

constructeur

ABT

geotechnisch adviseur

ABT

aannemer

Cordeel Group
oplevering
Medio 2026

In Amsterdam-Zuidoost wordt gebouwd aan een bijzonder nieuw hoogbouwproject: The Ensemble. Het gebouw bestaat uit twee torens, een zes lagen hoge plint en een tweelaagse parkeergarage. Constructieve hoogtepunten: omzetting van de torens van in situ naar prefab beton, een paal-plaatfundering en een geïntegreerde onderwaterbetonvloer. →

6 Grenzen verleggen
18 Funderen met inzicht

**26 Geïntegreerde onderwater-
betonvloer zonder lekkage**

Grenzen verleggen

Constructief ontwerp The Ensemble



In de nieuwe stadswijk Amstel III in Amsterdam-Zuidoost verrijst momenteel een bijzonder mixed-use gebouw: The Ensemble. Het ontwerp omvat onder meer twee hoge woontorens.

Het constructief ontwerp van het project is geoptimaliseerd ten opzichte van het referentieontwerp. Zo zijn de torens omgezet van in het werk gestort naar prefab beton.

De traditionele fundering op palen en de onderwaterbetonvloer zijn omgezet naar een paal-plaatfundering en een geïntegreerde onderwaterbetonvloer. Dankzij deze optimalisaties zijn besparingen gerealiseerd, in tijd en geld.

The Ensemble is een gemengd nieuwbouwproject met twee torens, een van 100 m en een van 120 m. Tussen deze torens bevindt zich de 'sokkel', een zes lagen hoge plint met sociale en commerciële ruimtes (5.000 m²) en met 18.600 m² kantoorruimte. Verder omvat het project circa 592 moderne huurappartementen in de vrije, midden- en sociale sector.

De hoogste toren (toren 1) wordt gekenmerkt door de cascadegevel, die de toren naar boven toe een steeds slanker profiel geeft (foto 2). Toren 2 staat optisch op zichzelf door de lichte verdraaiing op de plot. Met zijn uniforme opbouw en gevelafwerking, maakt deze toren verbinding met de achterliggende wijk. Onder het gehele complex is een tweelaagse parkeerkelder gerealiseerd van 63,35 × 88,2 m² ($l \times b$). Deze is met zijn contouren strak binnen de kadastrale terreingrenzen geprojecteerd, met marges van 0,25 à 0,30 m. Rondom de kelderwand is een grindkoffer voorzien voor de beheersing van het freatische grondwater in het gebied.

Op het bouwterrein waren oorspronkelijk twee kantoorpanden aanwezig, die voor de bouw zijn geamoveerd. De bestaan-

auteurs



**IR. ARIE-JAN VAN
RENSWOUDE**

Specialist Geotechniek
ABT



**IR. MARK TER
STEEGE RC**

Ontwerpleider
ABT

de funderingspalen zijn als obstakels achtergebleven in de bodem.

Referentieontwerp

Op het moment dat ABT werd gevraagd om de rol als hoofdconstructeur en geotechnisch adviseur op zich te nemen, lag er een ontwerp op VO+-niveau (verder: 'referentieontwerp'). Dit ontwerp voorzag in een volledige in-situ constructie van kernwanden, woningscheidende wanden en breedplaatvloeren. Ter hoogte van de overgang van torens naar de sokkel waren de woningscheidende wanden, ontworpen als outriggers op gevelkolommen. Voor onder meer de trekband van de drukboog en de krachtsinleiding naar de kolommen zijn ter plaatse van deze overgang in-situ betonbalken ontworpen. De sokkel was ontworpen met een puntvormig ondersteunde breedplaatvloer met kolomkoppen.

Voor de fundering en bouwkuip werd in het referentieontwerp uitgegaan van de toepassing van een traditionele fundering op palen. Voor de realisatie van de kelder was een bouwkuip voorzien, bestaande uit verankerde damwanden en een traditionele onderwaterbetonvloer. Ter compensatie van de opwaartse waterdruk tijdens de bouw- →



fase, waren aanvullend verticale GEWI-trekankers voorzien in de vloervelden ter hoogte van de sokkel.

Het referentieontwerp voor de fundering en de bouwkuip kan als volgt worden samengevat:

- 2,8 m beton, waarvan 1,8 m funderingsplaat en 1,0 m onderwaterbetonvloer
- 422 HEK-combipalen Ø610/730 mm naar NAP -31,0 m
- 182 HEK-combipalen Ø560/680 mm naar NAP -25,0 m
- 125 GEWI 63/200 mm naar NAP -29,0 m

Het project vroeg om optimalisatie: lagere kosten, kortere bouwtijd en minder risico's. Daarom is het constructief ontwerp ten opzichte van het referentie-VO flink aangepast. Zo is de fundering gewijzigd in een paalplaatfundering, is voor de bouwkuip een geïntegreerde onderwaterbetonvloer ontworpen en is de constructie van de torens omgezet naar prefab beton. Daarmee zijn

besparingen gerealiseerd, in tijd en geld, die het project mogelijk hebben gemaakt.

Paal-plaatfundering

Voor de realisatie van de tweelaagse kelder wordt ontgraven tot in de aanwezige vaste zandlaag. Dit maakt de situatie geschikt voor de toepassing van een paal-plaatfundering. Bij dit funderingstype wordt optimaal gebruikgemaakt van de goede bedding van de zandlaag waarin de keldervloer komt te liggen. Daardoor kan een aanzienlijk deel van het gebouwgewicht direct worden afgedragen aan de vaste ondergrond. De palen worden toegepast om het zettingsprofiel van de fundering te vereffenen. Ze werken als het ware als 'zettingsremmers'.

Met deze oplossing is het aantal funderingspalen flink gereduceerd. Het oorspronkelijke ontwerp ging uit van 604 HEK-combipalen naar NAP -31,0 m; in de geoptimaliseerde situatie bleken slechts 49 palen nodig te zijn naar NAP -24,0 en -26,0 m.

Het project vroeg om optimalisatie: lagere kosten, kortere bouwtijd en minder risico's

Bijkomend voordeel van een plaat-fundering is dat deze over een goede herverdelingscapaciteit beschikt, waardoor er relatief flexibel kan worden omgegaan met de positionering van de nieuwe palen. Bestaande obstakels in de bodem konden daardoor worden vermeden. Slechts zeven palen moesten worden verwijderd, en uitsluitend vanwege de benodigde bouwkuipconstructie.

Het principe van de paal-plaatfundering is niet nieuw. Deze uitvoeringswijze is eerder in Nederland al toegepast bij onder meer de Rabotoren en het WTC, beide in Utrecht, en NUVU in Amsterdam. The Ensemble is de eerste hoogbouw in Nederland van meer dan 100 m op een paal-plaatfundering.

Meer over de paal-plaatfundering staat in het tweede artikel in deze serie.

Onderwaterbetonvloer

Voor de bouwkuip werd in het referentieontwerp zoals gezegd uitgegaan van een verankerde damwand met een traditionele onderwaterbetonvloer, op zichzelf een beproefde en veelvuldig toegepaste oplossing. In het uiteindelijke ontwerp is onder de torens echter gekozen voor de toepassing van

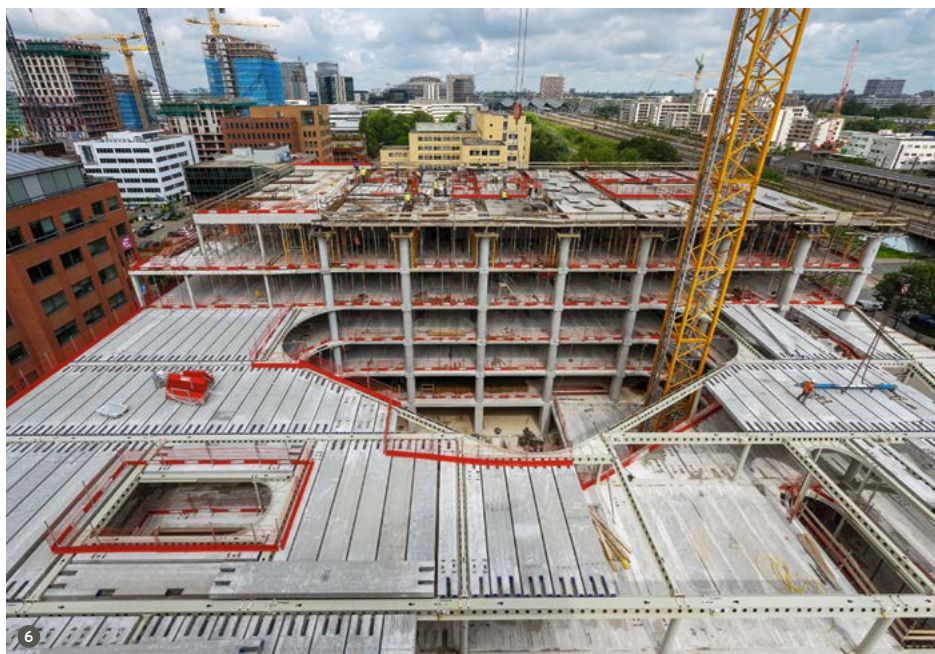
een geïntegreerde onderwaterbetonvloer (foto 3). Dit systeem levert minimaal dezelfde prestatie, maar is efficiënter in het gebruik van materialen. Bij een geïntegreerde onderwaterbetonvloer is het onderwaterbeton voorzien van onderwapening en beugels en vormt het een constructieve eenheid met de definitieve keldervloer. De normaal gesproken tijdelijke onderwaterbetonvloer krijgt dus een blijvende functie in de eindsituatie. Dit resulteert in een reductie van de benodigde constructiedikte.

De funderingsplaat onder de torens is 2,3 m dik, een reductie van ongeveer 0,5 m ten opzichte van het referentieontwerp. Dit werkt ook weer gunstig door in het ontgravingniveau en de benodigde lengte van de grondkerende constructies.

De funderingsplaat is onderverdeeld in drie niet-gedilateerde delen. Twee delen onder de torens zijn dikker en volledig gewapend. Voor het deel onder de sokkel, waar de belastingen lager zijn, zijn alleen de poeren onder de kolommen geïntegreerd uitgevoerd.

De resterende delen van de kelder (wanden, kolommen en balken) zijn in het werk gestort. De vloeren van de kelder →





den ($d = 500$) en secundaire wanden (variërend van 200 tot 260 mm). Voor stabiliteit zijn alleen de primaire wanden gebruikt. De woningscheidende wanden worden ter plaatse van de gevels gedragen door prefab kolommen (maximaal $800 \times 1200 \text{ mm}^2$). In toren 1 ter plaatse van de 7e verdieping (foto 6), in toren 2 ter plaatse van de 2e verdieping (fig. 7 en 8). Alleen de kernwanden lopen door tot de fundering. Het windmoment wordt ter plaatse van deze lagen opgenomen door een samenspel van de kernwanden en de kolommen. Door de teruglopende cascade-gevel wordt de stabiliteitskern verjongd, maar dragende lijnen blijven intact.

Prefabricage was bij de primaire kernwanden tot de 6e (toren 1), respectievelijk de 2e (toren 2) verdieping niet mogelijk. Over deze lagen zijn deze wanden in het werk gestort. De secundaire wanden zijn wel uitgevoerd in prefab beton.

Vloeren Tot en met de 2e verdieping zijn de vloeren van beide torens in breedplaat uitgevoerd, evenals de 7e verdieping van toren 1. De 3e t/m 6e verdieping van toren 1 in kanaalplaat zonder druklaag.

De overige vloeren van de torens zijn massieve prefab elementen. In deze vloerelementen zijn, net als in de wanden, in de fabriek prefab installatie-elementen inge-

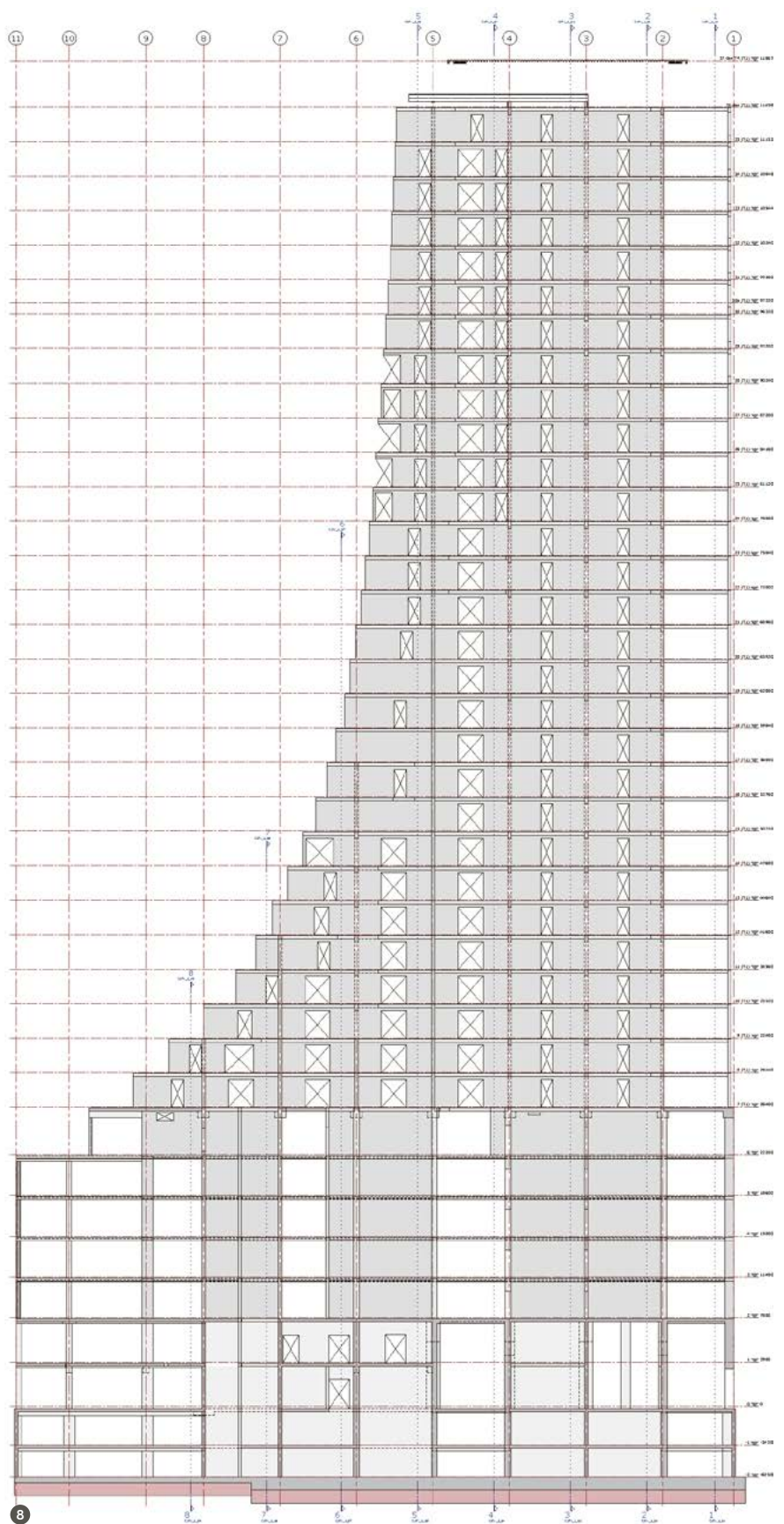
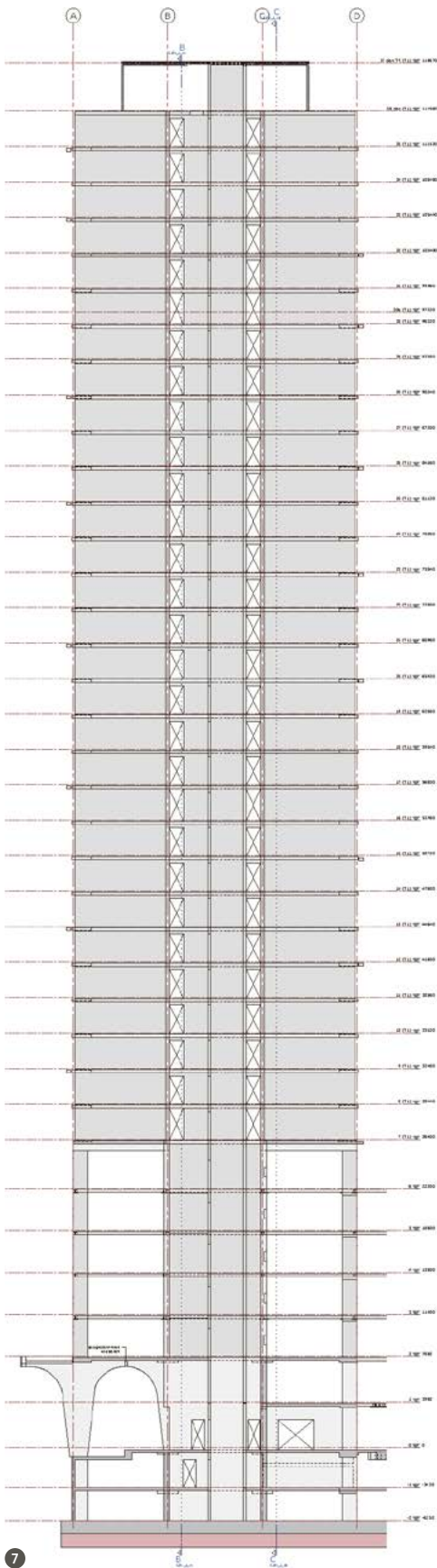
stort. De elementen zijn vervolgens kant-en-klaar gemonteerd op de bouwplaats. De combinatie van stekken, wapening en installaties vergde een zorgvuldige afstemming tussen uitvoerende en ontwerpende partijen.

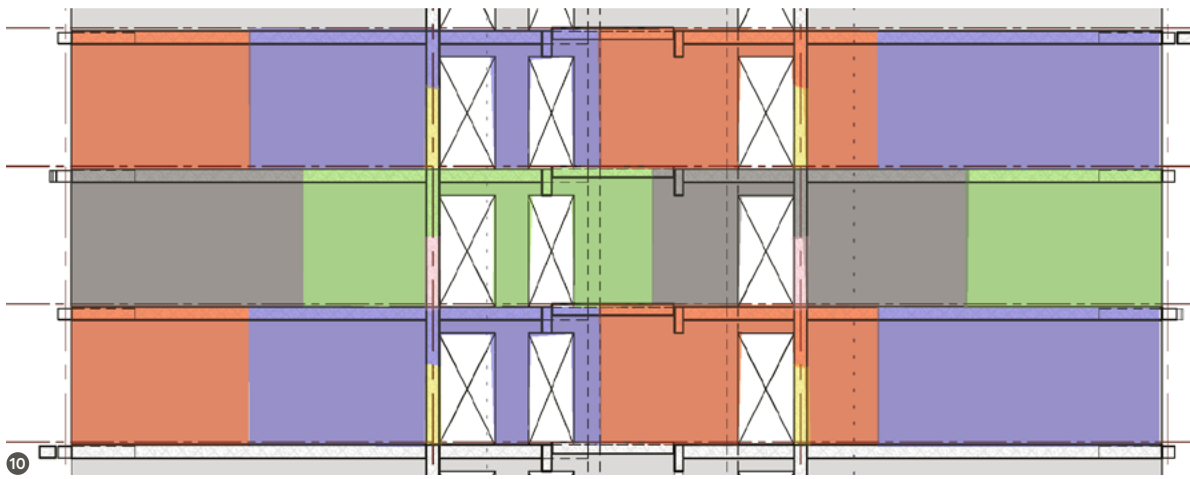
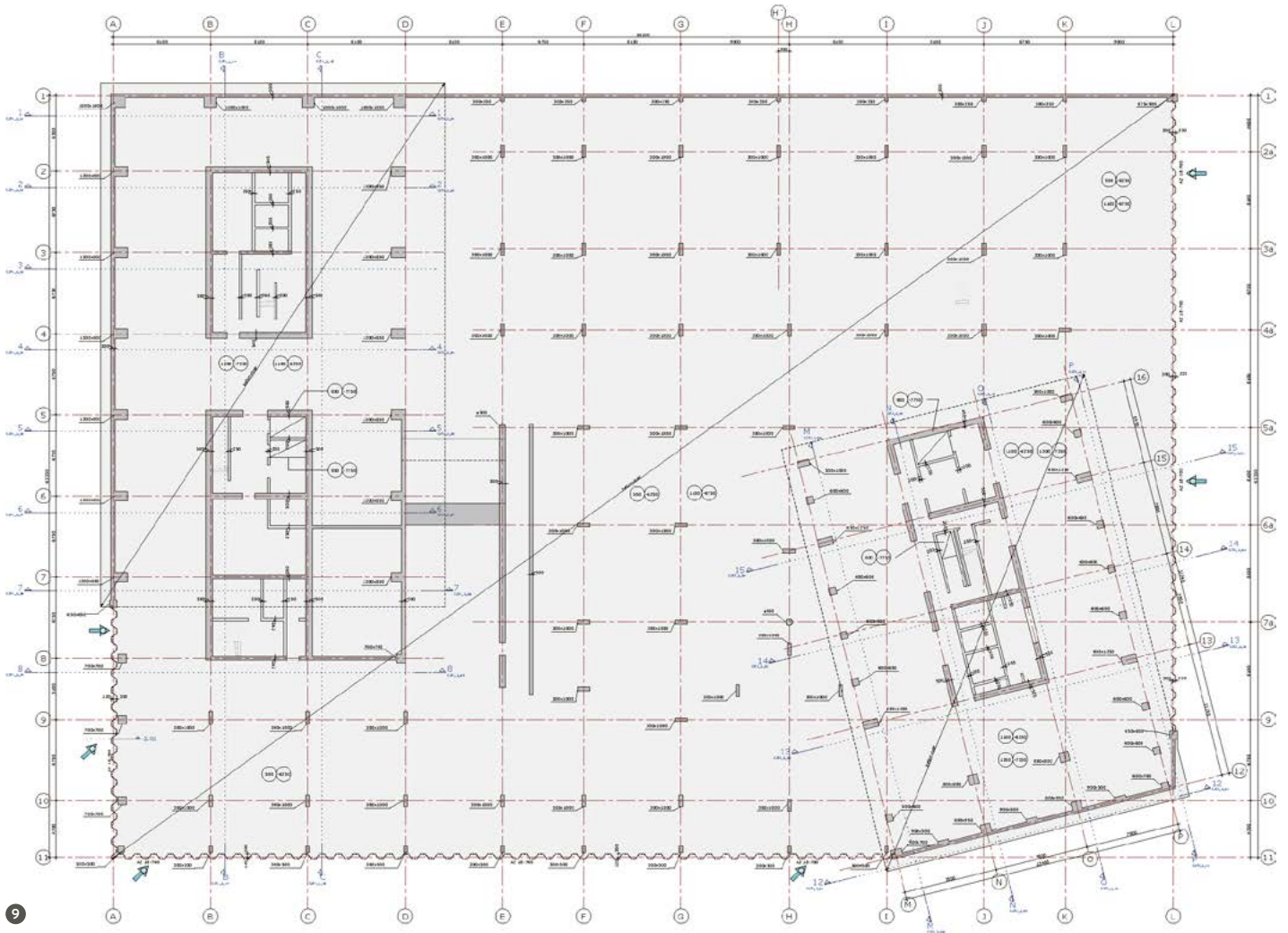
De uitwerking van het prefab is in KIWA-categorie 5 door de aannemer verzorgd, inclusief dimensionering en detaillering van de trekbanden.

Robuustheid Voor de robuustheid is een risicoanalyse volgens de Eurocode uitgevoerd. Dat vergt bij prefab elementen meer afstemming dan bij in het werk gestort beton. De genomen maatregelen zijn het toevoegen van verticale en horizontale trekbanden. Trekbanden in de prefab vloeren zijn verwerkt in de vloer-elementen en doorgekoppeld met horizontale stekverbindingen, ingestort in geprofileerde sleuven. Tezamen met de wandstekken zijn dit de enige natte verbindingen in de torens. Bij de kanaalplaatvloeren fungeren staalbetonnen Delta-beams als trekbanden. Met extra DEMU-koppelingen zijn die doorgezet door de kolommen.

In verticale richting is robuustheid verkregen door de delingen van de wandelementen te laten verspringen en trekbanden op te nemen in wandwapening en stekken (fig. 10). →

Voor de robuustheid is een risicoanalyse volgens de Eurocode uitgevoerd





9 Plattegrond -2 keldervloer, met links de contouren van toren 1 zichtbaar en rechts van toren 2
 10 Verspringende delingen van de prefab wanden

Voor de berekening is gebruikgemaakt van een koppeling tussen PLAXIS en SCIA, gecombineerd met een iteratief proces

Berekening

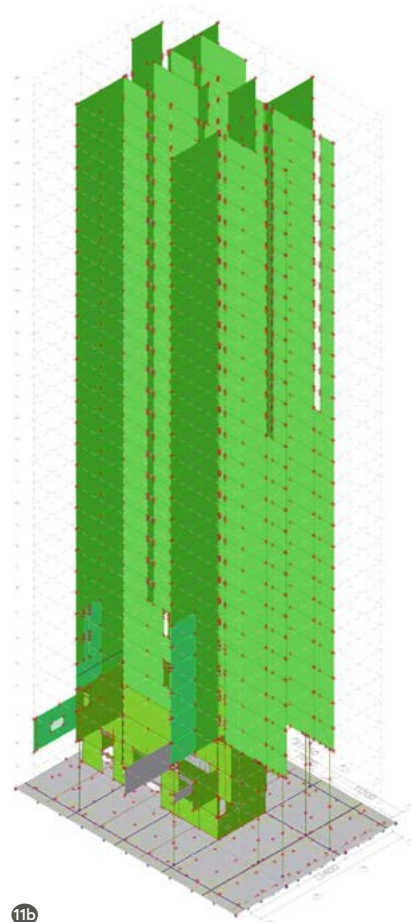
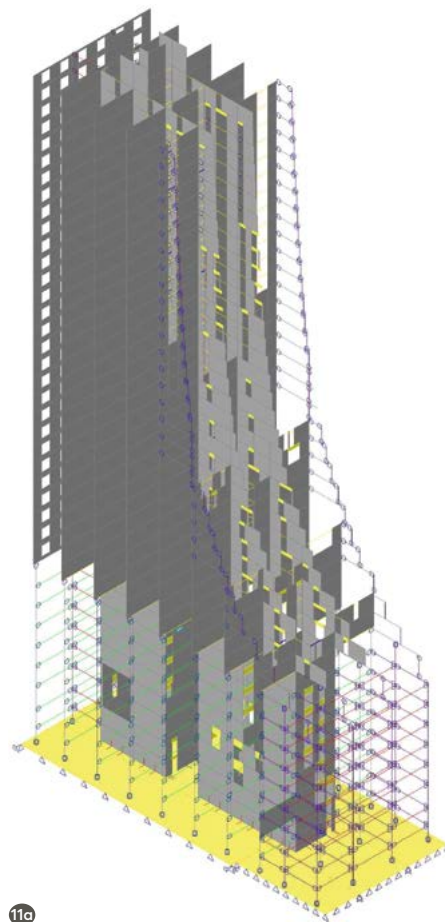
De berekeningen van het project zijn complex vanwege de interactie tussen bodem, fundering en bovenbouw. Er is geen standaard software die zowel het funderingsgedrag als de interactie met het gebouw volledig in samenhang kan modelleren. Voor The Ensemble is daarom gekozen voor een koppeling tussen PLAXIS 3D en SCIA, gecombineerd met een iteratief proces. Hierbij werd de stijfheid van de bodem en fundering vanuit PLAXIS met het gedrag van de constructie in SCIA gekoppeld, en werden de belastingen op de fundering vervolgens weer teruggekoppeld naar PLAXIS 3D etc.

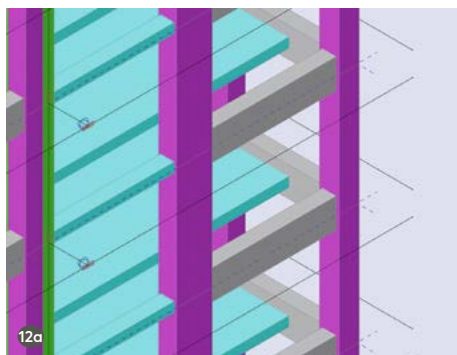
Deze koppeling is ook gebruikt voor het berekenen van de torens. Door gebruik van twee rekenpakketten en de gegevensuitwisseling tussen de SCIA- en PLAXIS 3D-modellen was het mogelijk om de complete constructie te toetsen. Na de ontwerpfasen zijn de SCIA-modellen gebruikt om de wape-

ning te bepalen van zowel de kelder en onderbouw als de prefab draagconstructie van de torens (fig. 11). Het rekenmodel is vervolgens aan de aannemer beschikbaar gesteld voor verdere uitwerking.

Een complete constructie modelleren in SCIA heeft als risico dat de berekening een black box wordt en zeer arbeidsintensief is. In de voorbereiding op het bouwen van het model is daarom goed nagedacht over de schematisering. Door gestructureerd te werken en met een goed voorbereid schema, was het goed mogelijk met de modellen te werken.

De rekenmodellen zijn opgebouwd met scharnierende verbindingen tussen balken, kolommen en vloeren. Schijfwerking is verwerkt door rondom het model fictieve windliggers te modelleren (fig. 12). Deze brengen de horizontale belasting over naar de stabiliteitswanden. De vloeren zelf zijn als staafelementen ingevoerd met werkelijke afmetingen. Dit gaf de mogelijkheid om de





belastingen mee te nemen, ongewenste krachtswerking te voorkomen en zuiver te schematiseren.

In het referentieontwerp was voldoende reserve in stijfheid aanwezig om de constructie om te zetten naar prefab. Het verlies aan stijfheid door de prefab delingen is verdisconteerd door de elasticiteitsmodulus van het beton met 10% te verlagen. Omdat de stijfheid van de fundering (en wanden) in UGT wezenlijk anders is dan in de BGT-situatie, zijn in de ontwerpfase vijf verschillende modellen beschouwd (tabel 1).

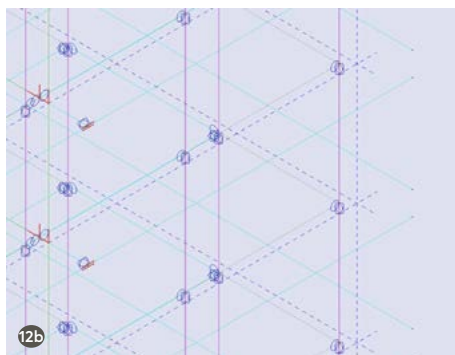
Analyse heeft aangetoond dat de wanden ongescheurd blijven in zowel BGT als UGT. In zwakke richting is op basis van het UGT-model een tweede-orde-beschouwing gedaan, waarbij is vastgesteld dat het tweede-orde-effect opliep tot 20%. De maximale verplaatsingen, inclusief tweede orde, blijven beperkt tot $1/585 \times$ de hoogte in de meest conservatieve berekeningen.

Bij de uitwerking van de constructie is het UGT tweede-orde-model gebruikt. Voor de constructie van de torens is het model met ondergrenswaarden (zie het tweede artikel in deze serie) voor palen én bedding het maatgevende model.

Prefab bouwen

Door de aanpassing naar prefab beton kon steigerloos worden gebouwd. Mede daardoor is de bouwtijd met ongeveer een half jaar verkort, waarmee de bouw van deze torens mogelijk is gemaakt.

De prefab elementen werden in België en Nederland geproduceerd. Waar mogelijk werden elementen via schip aangevoerd naar de hub in de haven van Amsterdam.



Door gebruik van just-in-time leveringen, werd de beperkte ruimte op de bouwplaats volledig benut.

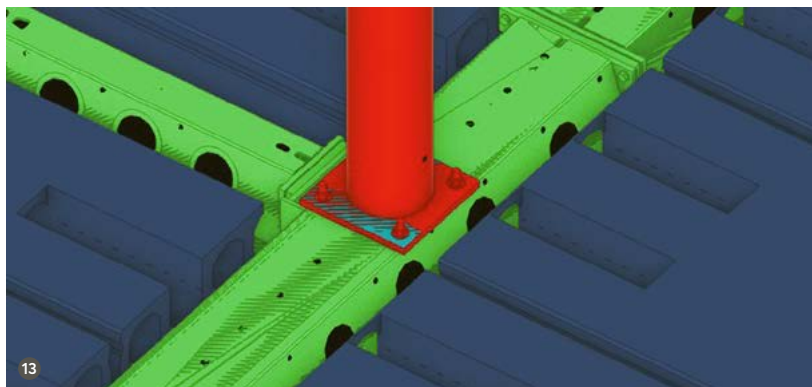
Met dagelijks 30 tot 40 transportbewegingen over de weg zijn de elementen aangevoerd. Beide torens zijn tegelijk opgetrokken in een bouwsnelheid van bijna een verdieping per week.

Constructie sokkel

De torens staan zoals gezegd op een sokkel. Constructief gezien wordt onder de sokkel alleen dat deel verstaan dat zich tussen de torens bevindt. Het referentieontwerp van de sokkel met breedplaatvloeren en betonkolommen sloot aan bij de opzet van het referentieontwerp van de torens. Om de bouwtijd te verkorten, is dit ontwerp omgezet naar een kanaalplaatvloer zonder druklaag met stalen liggers en stalen kolommen. Later is dit door de aannemer verder verfijnd naar een systeem met staalbetonliggers en -stalen kolommen (fig. 13).

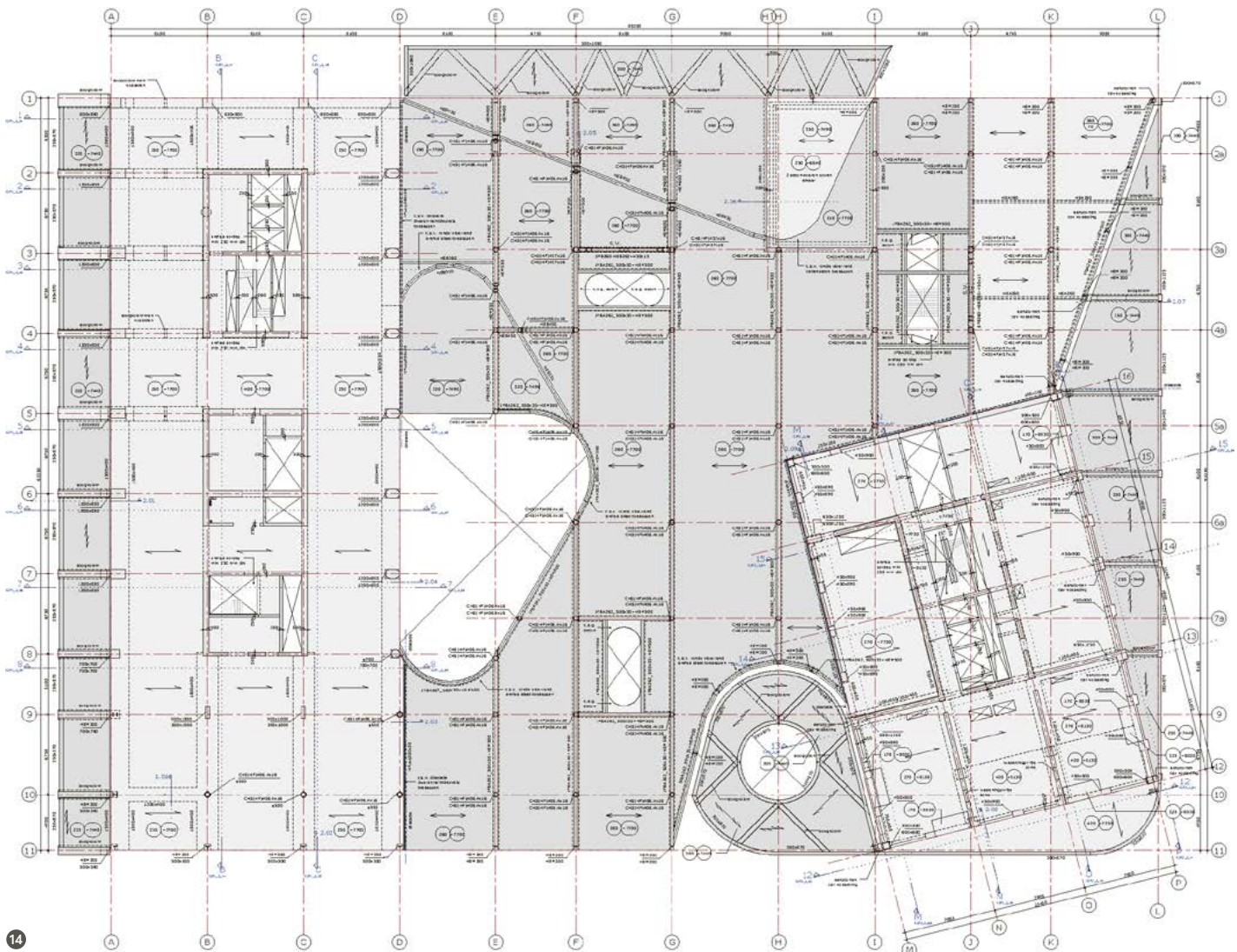
Schijfwerking in de vloer is gerealiseerd door koppelingen in de voegen en de staalbetonliggers, die tevens als trekband dienen. De stabiliteit van de sokkel wordt →

Het is jammer dat het knapste staaltje constructief ontwerpen, de paal-plaat-fundering met geïntegreerde owb-vloer, niet meer zichtbaar is



12 Rekenmodel toren 2: (a) gerenderd; (b) schema

13 Detail oplegging kanaalplaatvloeren sokkel



14

ontleend aan een combinatie van windverbanden, wanden en een koppeling met toren 1 met deuvels (fig. 14).

Luifels

Vanaf maaiveld vallen de imposante luifels op, volledig in het werk gestort, in zandkleurig beton (fig. 15). De vorm van de kolommen in deze luifels lijkt nog het meest op een rechtopstaande boemerang, geschoord aan de achterliggende verdiepingsvloeren.

Grenzen verleggen

Ten opzichte van het referentieontwerp zijn met de optimalisaties aanzienlijke voordelen behaald op het gebied van bouwtijd, uitvoeringskosten, risicobeheersing en duurzaamheid. Het aantonen van de technische haal-

baarheid vereiste uitgebreide en complexe berekeningen, en een nauwe samenwerking tussen geotechnisch adviseur en constructeur.

Eigenlijk is het jammer dat het knapste staalconstructief ontwerpen, de paalplaatfundering met geïntegreerde onderwaterbetonvloer, niet meer zichtbaar is. Dit is het huzarenstukje van het project. De engineering heeft energie gekost, maar gaf bovenal veel voldoening. Het gaf een trots gevoel toen de put droog viel, de bouwput functioneerde en alle wapening zich op de juiste plaats bevond (foto 3).

In twee vervolgartikelen worden de paalplaatfundering en de geïntegreerde onderwaterbetonvloer nader beschreven. ●



15



16

15 Luifel Bullewijkerpad (bron: The Ensemble)

16 The Ensemble in aanbouw (foto: EAS & www.the-ensemble.amsterdam.nl)

Funderen met inzicht

Inzicht in het samenspel tussen fundering en bovenbouw
dankzij iteratief rekenproces



1

Voor het project The Ensemble in Amsterdam-Zuidoost is een innovatieve paal-plaatfundering toegepast onder twee torens van 100 en 120 m hoog. Door een intensief, iteratief rekenproces met twee pakketten kon het traditionele funderingsontwerp met 604 palen worden geoptimaliseerd naar slechts 49 stuks. De extra rekeninspanning heeft zich terugbetaald in aanzienlijke besparingen in kosten, materiaalgebruik en bouwtijd.

Aan de Karspeldreef in Amsterdam-Zuidoost verrijzen twee torens van 100 en 120 m.

Ze worden met elkaar verbonden door een commerciële plint ('sokkel') tot de zesde verdieping. Onder het complex is een kelder van twee lagen gerealiseerd. Voor de bouw moesten eerst twee kantoorpanden wijken. Hoewel de opstallen zijn verwijderd, bleven de oude funderingspalen in de bodem achter, een aspect waar tijdens het ontwerp en de uitvoering rekening mee moest worden gehouden.

Zoals in het eerste artikel in deze serie is toegelicht, is het referentieontwerp, dat uitging van een traditionele fundering op palen en een bouwkuip met een traditionele onderwaterbetonvloer, omgezet naar een paal-plaatfundering en een geïntegreerde onderwaterbetonvloer (fig. 2). Hiermee is het aantal palen gereduceerd van 604 naar 49 en is de vloerdikte beperkt tot 2,3 m (van 2,8 m). Op de geïntegreerde onderwaterbetonvloer wordt in het derde artikel in deze serie nader ingegaan. Dit artikel richt zich op de paal-plaatfundering.

Paal-plaatfundering

Bij een paal-plaatfundering wordt optimaal gebruikgemaakt van de goede bedding van de zandlaag waarin de tweelaagse keldervloer komt te liggen. Daardoor kan (een aanzienlijk deel van) het bouwgewicht direct worden afgedragen aan de vaste ondergrond. In het geval van The Ensemble gold dit zelfs voor het gehele bouwgewicht. Palen zijn

auteur



**IR. ARIE-JAN VAN
RENSWOUDE**

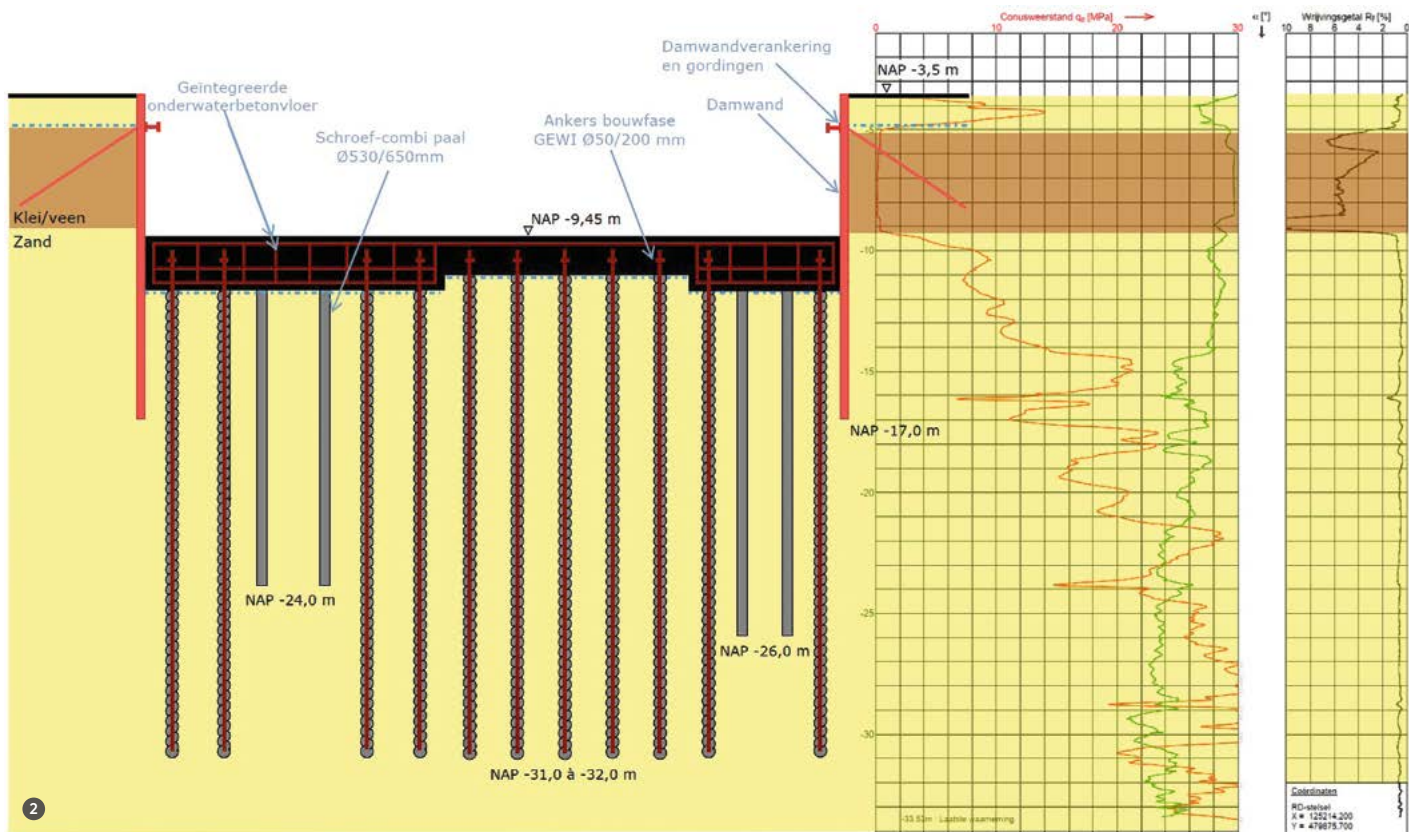
Specialist Geotechniek
ABT

enkel toegepast voor het vereffenen van het zettingsprofiel. Ze werken als het ware als 'zettingsremmers'. Het is de eerste keer in Nederland dat dit principe wordt toegepast voor hoogbouw hoger dan 100 m.

Gezien de ondergrond en de omgevingsfactoren zijn HEK-combipalen gekozen: een geschroefd, grondverdringend paalsysteem waarbij de stalen hulpbuis na installatie wordt teruggetrokken. Vanwege de ondergrond, de omgeving en de hoge paalbelastingen is gekozen voor een geschroefd systeem met groutinjectie en een prefab kern (type Octicon). Hiermee is integriteit van de paalschacht verzekerd en is overlast naar de omgeving beperkt. Voor verticale stabiliteit tijdens de bouwkuipfase zijn aanvullend GEWI-ankers toegepast.

Bestaande palen

Bij de toepassing van een paal-plaatfundering is het van groot belang om de bodem zo min mogelijk te verstoren, om nadelige effecten op de bedding van de fundering te voorkomen. Het trekken van bestaande palen moest daarom worden beperkt. De aanwezigheid van twee bestaande gebouwen aan de Karspeldreef 14 en 16 op het projectterrein vormde in dit opzicht een extra uitdaging. Eén van deze gebouwen, gefundeerd op prefab palen, stond namelijk precies op de locatie van de hoogste zijde van toren 1. Volgens het ontwerp treden op deze plek de hoogste belastingen op, wat dit gebied logischerwijs ook tot de zone maakt waar →



BODEMINJECTIE

Voor de bouwkuip was in het referentieontwerp ook de optie overwogen om langere damwanden toe te passen in combinatie met een bodeminjectie. Die optie is vanwege het risicoprofiel (terecht) niet verder uitgewerkt. De injectiepunten voor de bodeminjectie-laag zouden worden ingebracht ná het maken van de palen om problemen met wateroverspanningen tijdens installatie te voorkomen. Het aanbrengen van de injectiepunten zou daardoor een substantieel risico vormen op de verstoring en ontspanning van de zandlagen, afhankelijk van de wijze waarop deze worden geïnstalleerd. Een dergelijke verstoring heeft impact op zowel de grondmechanische draagkracht van funderingspalen als op de stijfheid van de bedding onder de plaat.

de meeste nieuwe funderingspalen nodig zijn. De meest kritische zone van het nieuwe gebouw viel daarmee samen met het gebied waar de grootste kans op conflicten met bestaande palen werd verwacht – palen die, indien verwijderd, de kwaliteit van de bedding negatief zouden beïnvloeden.

De keuze voor een plaatfundering bood in dit kader een belangrijk voordeel: dankzij de goede herverdelingscapaciteit van de plaat kon relatief flexibel worden omgegaan met de positionering van de nieuwe palen.

Opzet berekening

Bij een paal-plaatfundering is de wijze waarop de belasting vanuit de bovenbouw op de ondergrond wordt overgedragen afhankelijk van de buigstijfheid van de plaat, de veerstijfheid van de palen en de stijfheid van de ondergrond. Voor het ontwerp is gebruikgemaakt van het rapport dat in 2017 is opgesteld door SBRCURnet Commissie 2174, gericht op het ontwerpen van paal-plaatfunderingen [2].

Aangezien er geen software beschikbaar is die zowel de interactie tussen palen,

plaat en ondergrond als de interactie tussen fundering en bovenbouw met voldoende detail en nauwkeurigheid kan modelleren – én binnen aanvaardbare rekentijden blijft – is gekozen voor een aanpak met twee afzonderlijke softwarepakketten. De interactie tussen palen, plaat en ondergrond is gemodelleerd in PLAXIS 3D; de interactie tussen fundering en bovenbouw is geanalyseerd in het rekenpakket SCIA.

Paalveerstijfheden en beddingsconstanten

Bij de berekeningen vraagt de bepaling van stijfheden bijzondere aandacht. Dit aspect is complexer en er is een grotere variatie te verwachten dan bij traditionele funderingen. De onderlinge verhoudingen tussen de verschillende stijfheden werken namelijk direct door in het constructieve ontwerp van zowel de palen als de funderingsplaat.

De bepaling van de stijfheden voor de palen (paalveerstijfheid) en de bedding (beddingsconstante) is gedaan in PLAXIS door in het model een belasting op de paal-plaatfundering te zetten. Deze belasting is een realis-

Het proces met de software-pakketten is herhaald tot het verschil in belastingen op de fundering een foutmarge had van 3%

tische waarde die volgt uit gewichtsberekeningen. In PLAXIS is deze belasting stapsgewijs aangebracht en vervolgens verhoogd tot ruim voorbij bezwijken van de palen. Daarmee zijn volledige last-zakkingsdiagrammen afgeleid voor zowel de paalveerstijfheid als de beddingsconstante. Wat veerstijfheden en beddingen betreft is dus gewerkt met volledige last-zakkingscurves in plaats van de gebruikelijke vaste waarden.

De afgeleide diagrammen voor paalveerstijfheden en beddingsconstanten zijn geëxporteerd naar SCIA. In het SCIA-model zijn deze stijfheden gecombineerd met de stijfheid van het gebouw zelf en is het model opnieuw doorgerekend. Hieruit volgde een verdeling van belastingen op de fundering, die vervolgens weer zijn geëxporteerd naar PLAXIS. Met de nieuwe belastingen zijn de paalveerstijfheden en beddingsconstanten opnieuw bepaald in PLAXIS en uitgevoerd naar SCIA, enzovoort. Deze iteratie is gevisualiseerd in figuur 3.

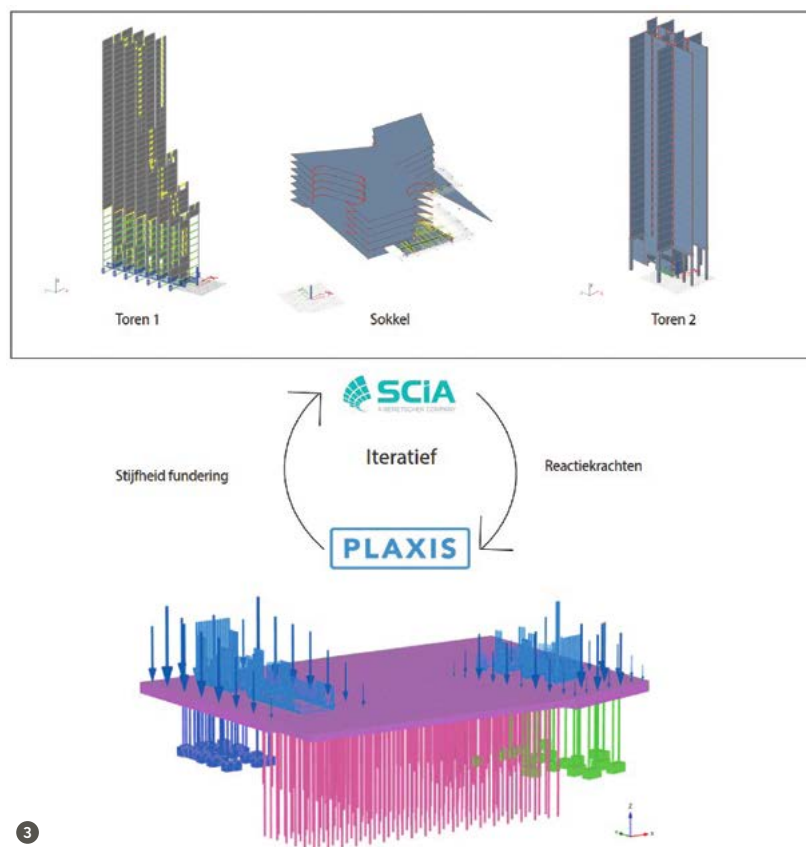
Dit proces is herhaald tot het verschil in belastingen op de fundering die volgden

uit de berekening met het SCIA-model tussen iteratie n en $n-1$ een foutmarge had van maximaal circa 3%. Gedurende dit iteratieve proces zijn voortdurend de (verschil)zettingen beschouwd en waar nodig extra palen bijgeplaatst in het rekenmodel om tot een optimale paal-plaatfundering te komen.

Modellering funderingspalen

Bij het modelleren van de funderingspalen in PLAXIS verdiende het last-zakkingsgedrag bijzondere aandacht. In PLAXIS zijn de palen, in plaats van de toegepaste HEK-combipalen, gemodelleerd als zogenaamde *wished-in-place*-elementen, met een vervormingsgedrag dat globaal overeenkomt met de last-zakkingslijn voor grondverwijderende palen volgens NEN 9997-1. Omdat het ontwerp van een paal-plaatfundering in sterke mate draait om vervormingen, zijn de palen in PLAXIS gekalibreerd zodat ze het juiste last-vervormingsgedrag vertonen. Dit wordt verderop nader toegelicht.

Voor de kalibratie is op basis van het gemiddelde paal draagvermogen het last- →



zakkingsgedrag voor een individuele paal bepaald, uitgaande van lastzakkingslijn 1 voor grondverdringende palen uit NEN 9997-1. Vervolgens is in PLAXIS 3D een model gemaakt met één enkele paal, waarbij de paal is gemodelleerd als een zogenoemde *embedded beam*, met aan de punt een extra 'blokje grond' van $2,0 \times 2,0 \times 2,0 \text{ m}^3$.

Voor het kalibreren van de embedded beam op het gewenste last-zakkingsgedrag konden zo drie parameters worden gevarieerd:

- 1 De schachtwrijving T_{skin}
- 2 De elasticiteitsmodulus van het blokje grond aan de punt
- 3 De dilatantie van het blokje grond aan de punt

Om een voldoende accurate fit te verkrijgen, is de schachtweerstand gereduceerd tot 75% van de berekende schachtweerstand ($R_{s,cal}$) en is de stijfheid van het grondblokje aan de punt ingesteld op een factor 10 hoger dan die van de omringende grond. In figuur 4 is

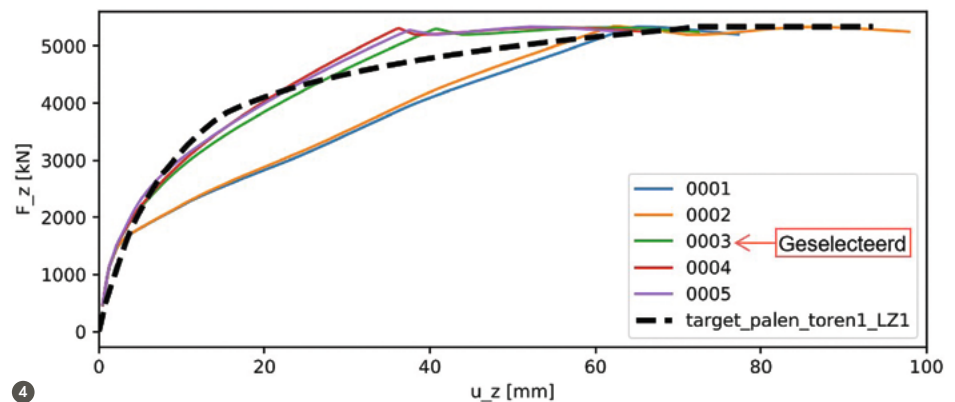
een voorbeeld gegeven van de resultaten van verschillende ijkingsmodellen waarin de drie genoemde parameters steeds in een andere combinatie zijn doorgevoerd.

Bij een paal-plaatfundering is verder geen sprake van negatieve kleef of een ontgravingseffect. De funderingsplaat ligt namelijk op een dieper niveau dan de cohesieve lagen en de druk op de bedding (over)compenseert het ontgravingseffect. Dit laatste effect wordt overigens meegenomen in PLAXIS, waar de juiste spanningniveaus worden berekend.

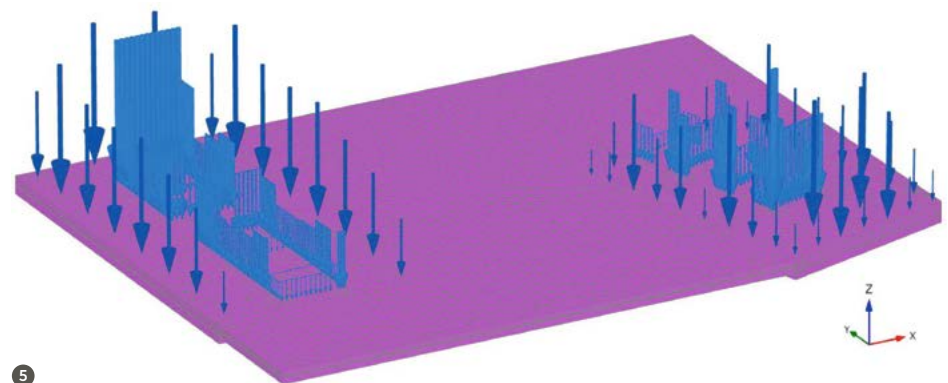
Belastingen

De funderingsplaat is in PLAXIS geschematiseerd door middel van volume-elementen. Voor de dikte en het aanlegniveau is uitgegaan van de gecombineerde onderwaterbeton- en constructieve vloer. De belastingen die uit de gewichtsberekening en SCIA volgen, zijn met lijn- en puntlasten gemodelleerd (fig. 5).

Naast 'statische' belastingen werken er door de wind ook kortdurende belastin-



4



5

gen op de fundering. De fundering en ondergrond reageren aanzienlijk stijver bij kortdurende belastingen en kleine rekken dan onder een statische belasting. Omdat de palen enkel als zettingsremmers werken en in de BGT-situatie – waar de windbelastingen werken – nagenoeg tot geotechnisch bezwijken zijn belast, is voor de palen aangenomen dat ze een kortdurende veerstijfheid van 0 hebben. Effectief neemt de bedding dus nagenoeg de volledige kortdurende belasting op.

Om de beddingsconstante bij kortdurende belastingen te bepalen, is in het PLAXIS-model een ontlast-herbelast stap ingevoegd, waarin de BGT-belasting is afgeleten tot 70% en vervolgens weer opgevoerd naar 100%. Uit de resultaten hiervan is de kortdurende stijfheid afgeleid. Gezien de kortdurende aard van de belasting ten opzichte van hoe PLAXIS met de belasting omgaat, is de zetting in diepe grondlagen (diepe zetting) bij de bepaling van de kortdurende beddingsconstante buiten beschouwing gelaten.

Vormeffect gebouw en diepe zetting

Omdat de constructieve keldervloer bestaat uit een integrale betonplaat waarop twee torens en daartussen een sokkel zijn geplaatst, is er sprake van een ongelijkmatige belasting. De torens zorgen voor een relatief zware belasting in vergelijking met de sokkel. Binnen de torens wordt bovendien een groter deel van de belasting afgedragen via de stabiliteitskernen dan via de kolommen. Ook beïnvloedt de afstand tot de randen van het gebouw het stijfheidsgedrag van de ondergrond.

De ongelijkmatige belasting werkt diep door in de ondergrond, met als gevolg een ongelijke zetting over de volledige funderingsplaat. De vervormingsresultaten van de palen in PLAXIS vertonen dan ook een combinatie van diepe zetting en paalvervorming, waarbij zowel mobilisatie van draagvermogen als elastische verkorting van de palen optreedt onder statische belasting. In het ontwerp is hiermee rekening gehouden door bij de bepaling van de onder- en bovengrenzen van de stijfheden onderscheid te maken tussen

paalveerstijfheid, beddingsconstante en diepe zetting. Het niveau van deze scheiding is gelegd op 4D onder het paalpuntniveau van de funderingspalen.

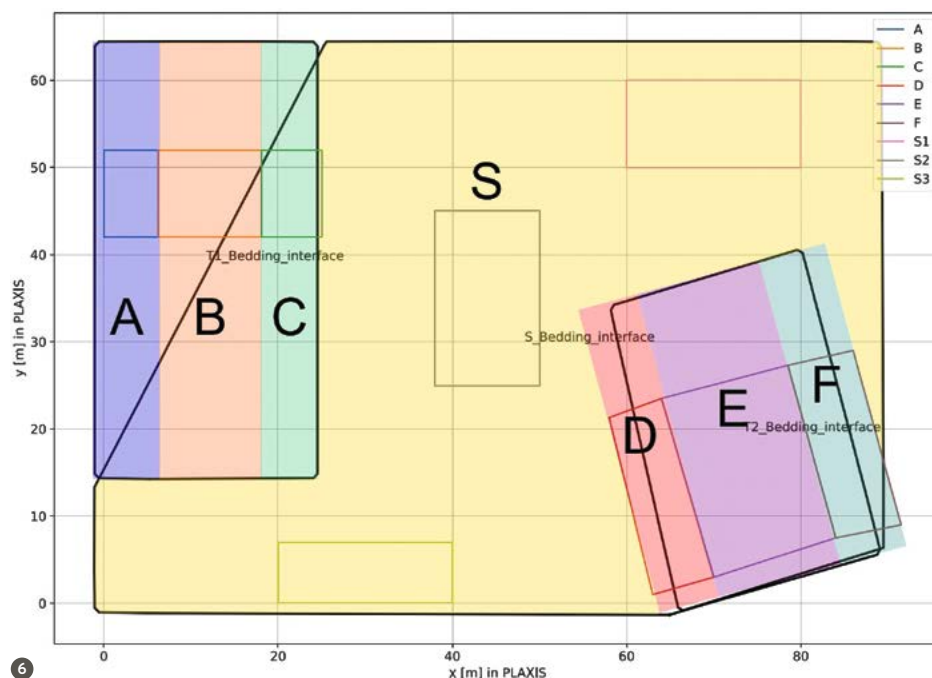
Om deze factoren ook goed te modelleren in SCIA is de footprint opgedeeld in zeven verschillende zones (fig. 6). Voor elke toren zijn drie zones gedefinieerd waarvoor de PLAXIS-resultaten zijn uitgelezen ten behoeve van de uitwisseling van stijfheden: één zone onder de stabiliteitskern, één aan de rand van het gebouw en één op het overgangsg gebied met de sokkel. De sokkel is als één afzonderlijke zone beschouwd, waarbij de resultaten zijn uitgelezen op drie representatieve locaties.

Veiligheid: onder- en bovengrenzen van de stijfheid

Bij een paal-plaatfundering moeten verschillende mechanismen worden gecontroleerd, waarbij steeds een andere combinatie van stijfheden maatgevend is. Zie hiervoor *Tabel 2-4 – Stijfheidsinvoer van de verschillende toetsingen* uit SBRCURnet ‘Paal-plaatfundering’ in [2].

Om de onder- en bovengrenzen van de paalveerstijfheden en beddingsconstanten te bepalen, is gebruikgemaakt van het schema in figuur 7. Met de factoren ξ_s en Z_m , die →

Om de benodigde hoeveelheid palen te bepalen, is gestart met een model zonder funderingspalen



Hoewel het ontwerptraject meer rekenwerk vergde, heeft het zich ruimschoots terugbetaald

iets zeggen over de variabiliteit van de ondergrond, worden uit de verkregen verwachtingswaarden voor de stijfheden, de BGT boven- en ondergrens bepaald. Met de factor γ_M wordt vervolgens de UGT boven- en ondergrens bepaald.

In PLAXIS is dus een model doorge-rekend waar verwachtingswaarden voor de paalveerstijfheid en beddingsconstanten uit volgden in de vorm van volledige last-zakingscurves. Deze curves zijn bewerkt met de factoren ξ_g en Z_{nv} om de onder- en bovengrenzen af te leiden. Deze curves – ondergrens, verwachtingswaarde en bovengrens paalveerstijfheid en ondergrens, verwachtingswaarde en de bovengrens beddingsconstante – zijn uitgevoerd naar SCIA, waar steeds de benodigde stijfheidsinvoer is gekozen om de verschillende mechanismen te toetsen.

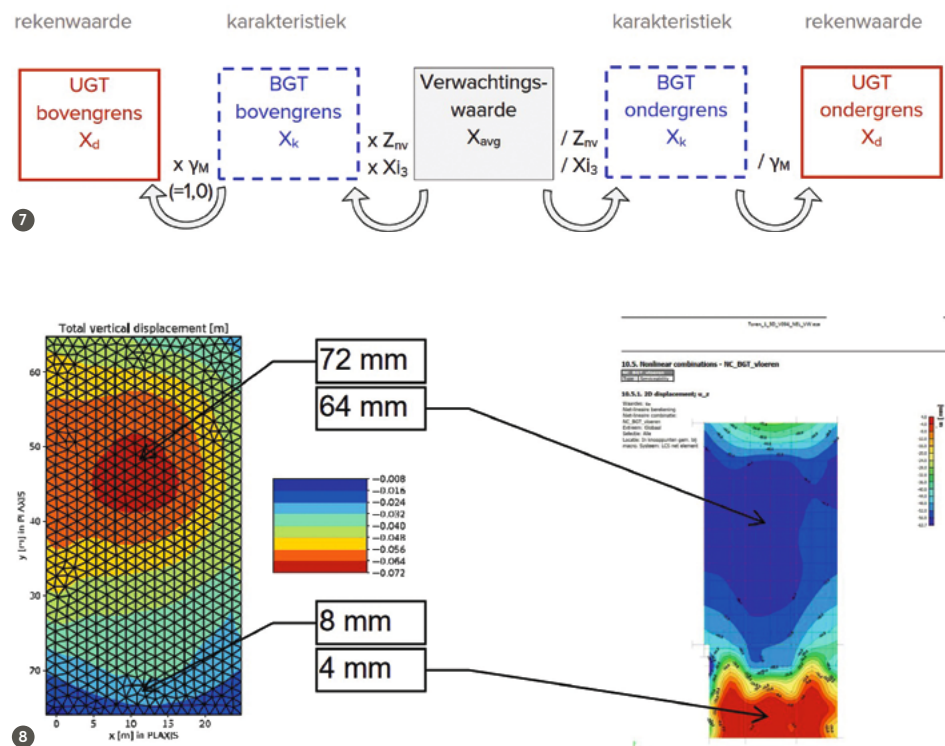
Bepaling benodigde hoeveelheid palen

Om de benodigde hoeveelheid palen te bepalen, is gestart met een model zonder funderingspalen waarbij PLAXIS en SCIA qua vervormingen op elkaar zijn afgestemd. Vanuit

dit uitgangspunt zijn gefaseerd funderingspalen toegevoegd om verschilvervormingen te beperken en de scheefstand van toren 1 als gevolg van het cascade-effect van het architectonisch ontwerp te beperken. In figuur 8 is een voorbeeld weergegeven van het vergelijk in vervormingsgedrag tussen PLAXIS en SCIA voor toren 1.

Bij de beoordeling van de resultaten is erop gelet of het vervormingsbeeld in PLAXIS en SCIA onderling consistent was. Afhankelijk van deze vervormingspatronen zijn funderingspalen geplaatst in de zones met de grootste vervormingen. In de praktijk betekende dit dat palen voornamelijk zijn gepositioneerd op locaties waar de grootste verticale belastingen optreden, met name onder de stabiliteitskern en gedeeltelijk onder de gevelkolommen.

Bij de positionering van de nieuwe funderingspalen is rekening gehouden met de positie van de bestaande palen en de benodigde werkruimte om die onder water te snellen. Dankzij het plaatprincipe kon er relatief gemakkelijk met een paal worden geschoven zonder dat dit effect had op de bovenbouw. Hierdoor kon het funderings-



ontwerp zodanig worden geoptimaliseerd dat er geen conflicten met bestaande palen ontstonden. Slechts zeven bestaande palen moesten worden verwijderd, en uitsluitend vanwege de bouwkuipconstructie.

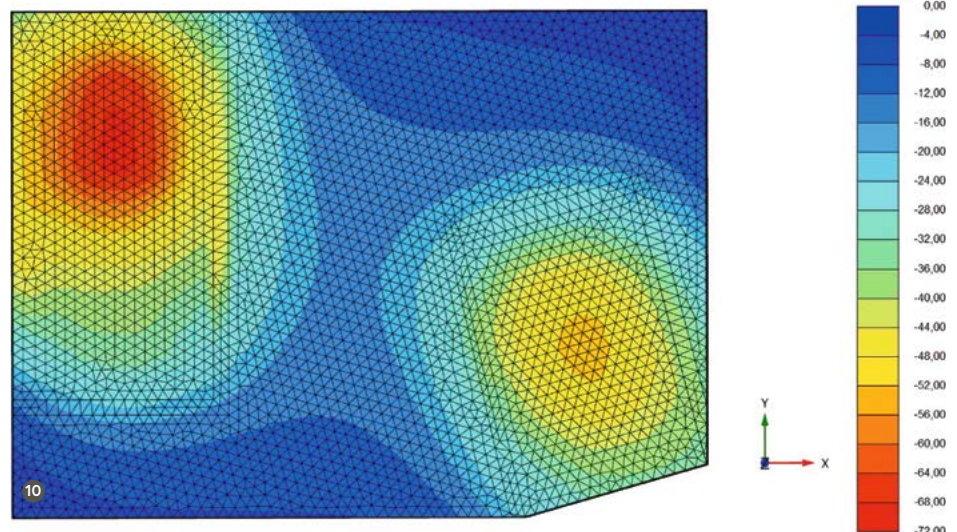
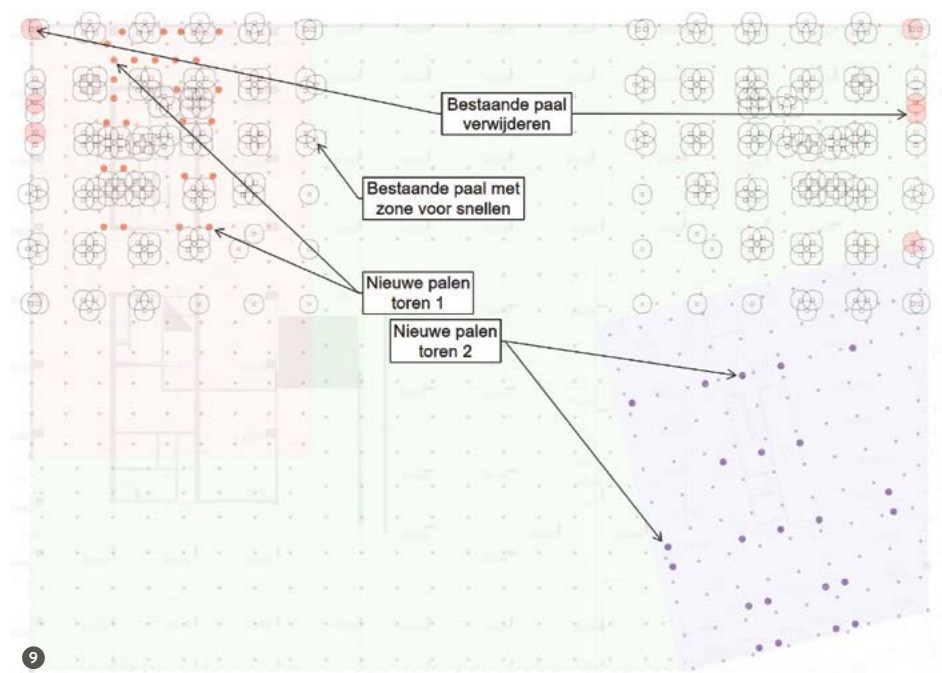
Resultaten funderingsontwerp

Het uiteindelijke palenplan is dus geoptimaliseerd op het vervormingspatroon, rekening houdend met de aanwezige bestaande palen om het aantal te verwijderen palen tot een minimum te beperken. In figuur 9 is die gevisualiseerd.

Uiteindelijk bleken er 49 HEK-combi-palen $\text{\O}530/650$ mm nodig te zijn; 26 stuks voor toren 1 naar NAP -24,0 m en 23 stuks voor toren 2 naar NAP -26,0 m. De berekende zettingen van de funderingsplaat bij die configuratie zijn in PLAXIS gevisualiseerd in figuur 10. De berekende zettingen variëren tussen de torens en de sokkel. Bij toren 1 bedragen de grootste vervormingen 72 mm; bij toren 2 is dit circa 56 mm. De zettingen van de sokkel zijn relatief klein. Een deel van de belasting wordt daar opgenomen door de waterdruk of wordt gecompenseerd door het gewicht van de ontgraven grond. De sokkel tussen de twee torens zet licht mee door de invloed van de belasting uit de torens op de diepere ondergrond.

Rekenwerk terugbetaald

Het ontwerp en de realisatie van de fundering voor The Ensemble tonen aan dat een paal-plaatfundering ook voor hoogbouw boven de 100 m in Nederland succesvol toepasbaar is. De keuze voor dit funderingsprincipe vereiste een intensief, iteratief rekenproces, met uitgebreide modellering in zowel PLAXIS 3D als SCIA. Dit resulteerde in gedetailleerd inzicht in het samenspel tussen fundering en bovenbouw. Hoewel dit ontwerptraject aanzienlijk meer rekenwerk vergde dan in het geval van keuze voor een traditionele fundering, heeft het zich ruimschoots terugbetaald in de vorm van optimalisaties op het gebied van duurzaamheid, bouwtijd en risicobeheersing. Zo kon het aantal funderingspalen worden teruggebracht van 604 naar slechts 49 stuks met een kleinere diameter en een kortere lengte – een reductie van meer dan 90%.



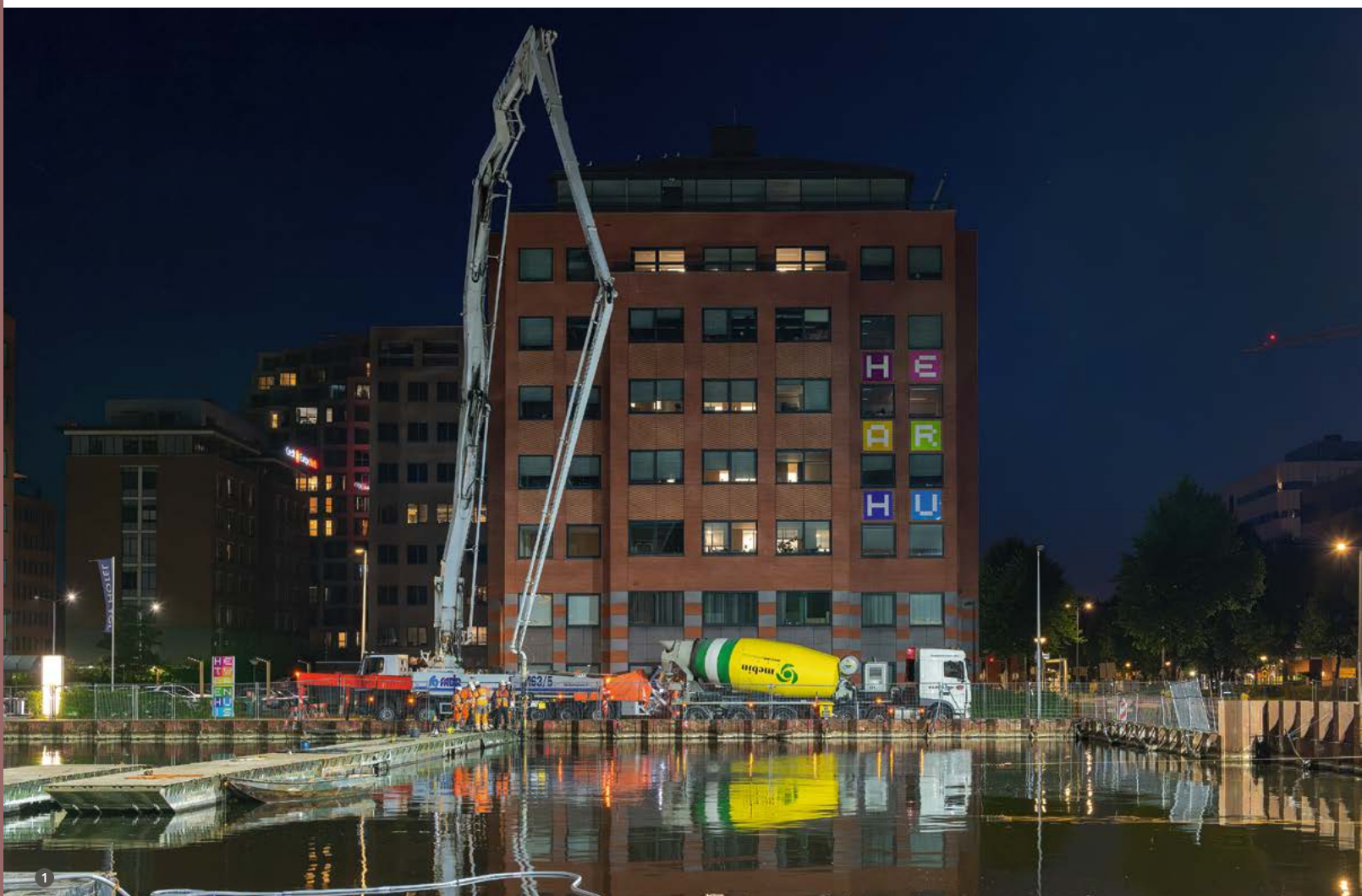
Mede dankzij deze ontwerpbenadering is het mogelijk gebleken om op deze locatie een complexe hoogbouwopgave te realiseren, binnen uitdagende randvoorwaarden als beperkte ruimte, hoge ontwerpbelastingen en obstakels in de ondergrond. ●

LITERATUUR

- 1 ir. A.J. van Renswoude, Rekenen met de milieu-impact van funderingspalen. *Civiele Techniek* nr. 5/6, 2024.
- 2 Paal-plaat fundering: Ontwerppraktijk, SBRCURnet, Delft, december 2017.

Geïntegreerde onderwater- betonvloer zonder lekkage

Dikte vloer beperkt dankzij geïntegreerde vloer in combinatie met een innovatief afpompschema



Voor het project The Ensemble in Amsterdam-Zuidoost is een geïntegreerde onderwaterbetonvloer toegepast onder twee hoogbouwtorens. Om het risico op watervoerende scheuren te beperken, is het water in een vroeg stadium afgepompt.

Zoals in het eerste artikel in deze serie toegelicht bestaat The Ensemble uit twee torens van respectievelijk 120 m en 100 m.

De torens zijn visueel verbonden door een commerciële plint ('sokkel') die tot de zesde verdieping reikt. Onder het gehele complex bevindt zich een tweelaagse parkeerkelder. Extra aandachtspunt in het ontwerp waren de oude funderingspalen, die onder twee oude kantoorpanden stonden. In het referentieontwerp werd voor de bouwkuip uitgegaan van een verankerde damwand met een traditionele onderwaterbetonvloer. In een ontwerpoptimalisatie is deze vloer vervangen door een geïntegreerde onderwaterbetonvloer.

Geïntegreerde onderwaterbetonvloer

Om droog te kunnen werken in een bouwput wordt vaak gebruikgemaakt van een vloer van onderwaterbeton. Op deze vloer wordt dan de definitieve constructievloer aangebracht – de onderwaterbetonvloer verliest zijn functie. Bij een geïntegreerde onderwaterbetonvloer wordt slim gebruikgemaakt van de tijdelijke voorziening voor de definitieve situatie: wanneer de onderwaterbetonvloer lokaal wordt gewapend, kan de dikte van het onderwaterbeton worden

auteur



IR. MARTIJN APON

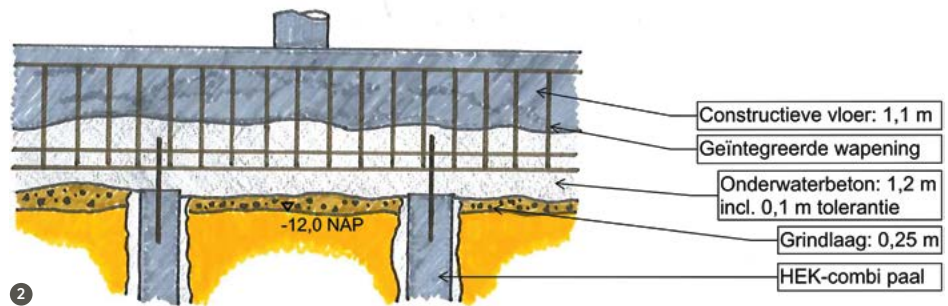
Specialist Geotechniek
ABT

gebruikt voor de benodigde hoogte van poeren, stroken of plaat van de nieuwe fundering, waardoor de totale dikte van het vloerenpakket kan worden gereduceerd.

Een geïntegreerde keldervloer is al vaker toegepast in Nederland, dit project heeft echter zijn eigen bijzonderheden en uitdagingen op het gebied van waterdichtheid, geometrie en interactie met bestaande palen. Hoewel traditionele putten met onderwaterbeton bewezen methodes zijn, komt er geregeld lekkage voor. Bij The Ensemble is ervoor gekozen om, aan de hand van monitoring van de rijpheid van het onderwaterbeton, een deel van het water vroegtijdig uit de bouwput te pompen. Hiermee komt tijdens het uitharden meer horizontale druk op de vloer, waardoor er nagenoeg geen scheurvorming is ontstaan. Dit principe wordt verderop in dit artikel nader toegelicht.

Twee principes The Ensemble

Er bestaan verschillende varianten van geïntegreerde onderwaterbetonvloeren, van gedeeltelijk geïntegreerd (alleen de poeren) tot volledig geïntegreerd. Vaak worden staalvezels toegepast, soms wordt de onderwaterbetonvloer volledig voorzien van wapening of men kiest voor een combinatie van beide (hybride gewapend). →



Bij The Ensemble zijn twee verschillende principes toegepast: een volledig geïntegreerde onderwaterbetonvloer onder de hoogbouw en een onderwaterbetonvloer met geïntegreerde poeren onder de sokkel. In beide gevallen is de vloer verankerd met GEWI-trekankers om de waterdruk onder de vloer op te nemen.

Hoogbouw Voor de fundering van de hoogbouw is ervoor gekozen de onderwaterbetonvloer te wapenen, zodat in de eindsituatie een volledige geïntegreerde plaat wordt verkregen. De plaat heeft een totale dikte van 2,3 m waarvan 1,2 m onderwaterbeton (fig. 2). Het onderwaterbeton is voorzien van een ondernet en beugelwapening. Er zijn geen staalvezels toegepast.

Aangezien in het onderwaterbeton alleen een ondernet is toegepast, is de vloer in de tijdelijke fase als ongewapend beschouwd en ontworpen conform CUR-Aanbeveling 77 voor ongewapende onderwaterbetonvloeren [2]. In de eindfase is de gehele constructie, inclusief onderwaterbeton, als gewapende constructie beschouwd conform Eurocode 2 [3].

Sokkel Voor de sokkel is er vanwege de lagere belasting voor gekozen alleen de poeren te wapenen, met afgezonken wapenings-

korven (fig. 3). De overige delen van het onderwaterbeton zijn uitgevoerd zonder traditionele wapening en zonder staalvezels, en worden als een tijdelijke voorziening beschouwd.

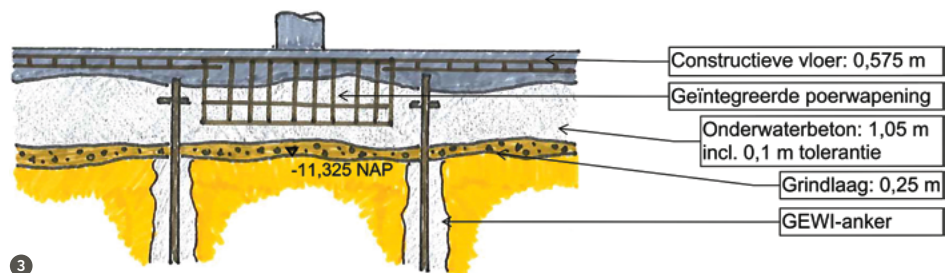
Wel of geen staalvezels

In het ontwerp was aanvankelijk uitgegaan van een staalvezelversterkte onderwaterbetonvloer met lokaal afgezonken wapening. De voornaamste voordelen van het toepassen van staalvezels zijn:

- Reductie van de vloerdikte en het ontgravingniveau
- Verminderd risico op lekkages als gevolg van gereduceerde krimp scheuren

De reductie in vloerdikte van het onderwaterbeton had in dit project weinig toegevoegde waarde aangezien er toch al een bepaalde constructieve dikte van het totale vloerenpakket (inclusief constructieve vloer) nodig was. Het wel of niet toepassen van staalvezels kan ook de overspanning tussen de GEWI-ankers vergroten. De ankers waren echter al uitgenut op de maximaal opneembare belasting in het ankerstaal, waardoor grotere overspanningen niet nodig waren.

De staalvezels waren dan ook voornamelijk bedoeld voor de waterdichtheid. Waar een



Het toepassen van staalvezels woog bij dit specifieke project financieel niet op tegen andere beheersmaatregelen

traditionele tijdelijke onderwaterbetonvloer niet waterdicht hoeft te worden ontworpen, zolang het lekdebiet beperkt blijft en de constructieve vloer voldoende droog kan worden gestort, zijn de eisen voor een geïntegreerde vloer veel strenger. De vloeren moeten in de eindfase volledig samenwerken. Om deze samenwerking te realiseren, moet het onderwaterbetonoppervlak worden schoongemaakt en opgeruwd voorafgaand aan het storten van de constructieve vloer. Door toepassing van staalvezels is de kans groter dat de scheuren die ontstaan veel kleiner zijn en niet watervoerend, in plaats van grotere en dus watervoerende scheuren.

Voor de aannemer woog het toepassen van staalvezels financieel echter niet op tegen andere beheersmaatregelen. Zo kan een onderwaterbetonvloer ook door middel van injecteren of andere maatregelen weer waterdicht worden gemaakt nadat er scheuren zijn opgetreden. Daarom is het ontwerp aangepast en zijn er uiteindelijk geen staalvezels toegepast.

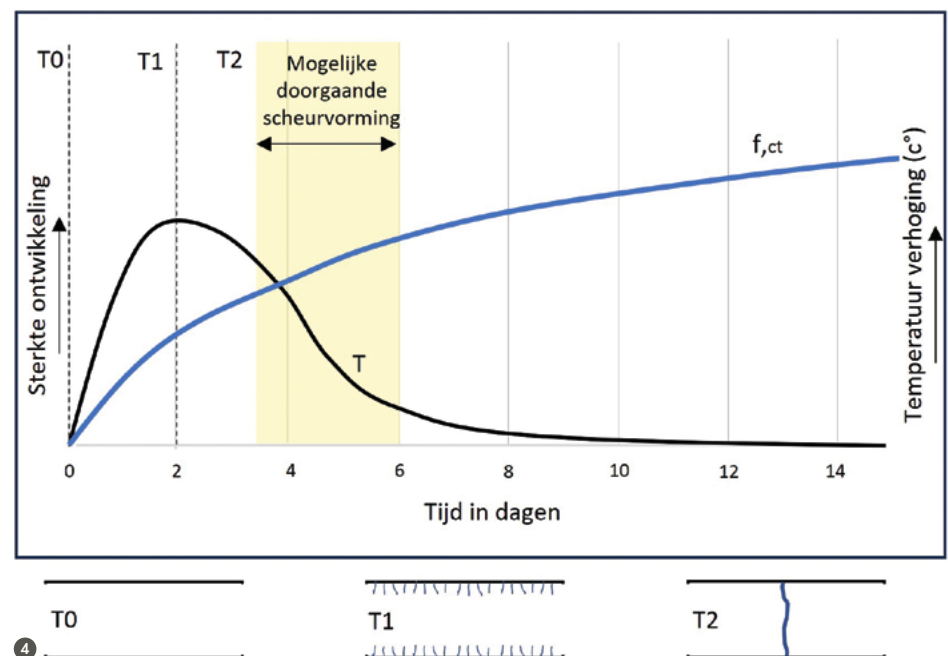
Achteraf hadden de staalvezels ook kunnen bijdragen aan het reduceren van de benodigde wapeningspercentages en af te zinken wapening. Vooral krimpwapening kan sterk

worden gereduceerd door toepassing van staalvezels. Deze mogelijke reductie is zo vroeg in het ontwerpproces echter niet beschouwd.

Waterdichtheid onderwaterbeton

Omdat er geen staalvezels zijn toegepast, zijn andere maatregelen genomen om de kans op watervoerende scheuren te reduceren. De kans op watervoerende scheuren wordt vooral bepaald door de geometrie van de bouwkuip, in combinatie met de temperatuurkrimp en autogene krimp. Zo zijn de bouwkuipafmetingen van belang. Langwerpige bouwkuipen zijn gevoeliger voor krimp dan vierkante bouwkuipen en afwijkende vormen kunnen zorgen voor extra verandering en de kans op scheurvorming vergroten.

Met de bouwkuipafmeting van ongeveer 63 m × 88 m heeft The Ensemble net geen vierkante bouwkuip. Daarnaast is het aantal funderingspalen beperkt door toepassing van de paal-plaatfundering (zie tweede artikel in deze serie) en wordt de onderwaterbetonvloer voornamelijk verankerd met GEWI-ankers en die leggen relatief weinig verandering op aan de vloer. Ondanks de relatief gunstige vorm en lage veranderinggraad, zijn de afmetingen →



dusdanig groot dat de kans op hoge trekspanningen en doorgaande scheurvorming ten gevolge van krimp niet waren uit te sluiten.

Krimpscheuren Tijdens het verharderen van het beton komt hydratatiewarmte vrij. Door de opbouw van hydratatiewarmte ontstaat een warmtegradiënt over de hoogte (T1 in fig. 4). Lauw aan de onderkant, warm in de kern en koud aan de bovenkant van de vloer. Door het opwarmen van de kern ontstaat er een trekspanning in de boven- en onderkant van de vloer. Deze trekspanning zal kleine haarscheurtjes tot gevolg hebben. Wanneer de kern van het onderwaterbeton afkoelt (T2 in fig. 4) worden de haarscheurtjes dichtgedrukt en ontstaat er in de kern, ten gevolge van verhinderde vervorming, een trekspanning.

Zowel de opbouw van de treksterkte als het afkoelen van de vloer zijn tijdsgebonden processen en zijn schematisch weergegeven in figuur 4. De grootste afkoeling en daarmee de kans op watervoerende scheuren vindt plaats tussen de 3 en 6 dagen.

Naast de temperatuurkrimp speelt ook autogene krimp een rol in het mogelijk ontstaan van doorgaande watervoerende scheuren. De autogene krimp zal optreden gedurende de eerste 100 dagen na de stort.

De temperatuurkrimp is echter vaak het maatgevende mechanisme in het ontstaan van watervoerende scheuren. Toch kunnen door de autogene krimp in de eerste 100 dagen of door een daling in de omgevings-temperatuur na het leegpompen alsnog scheuren ontstaan.

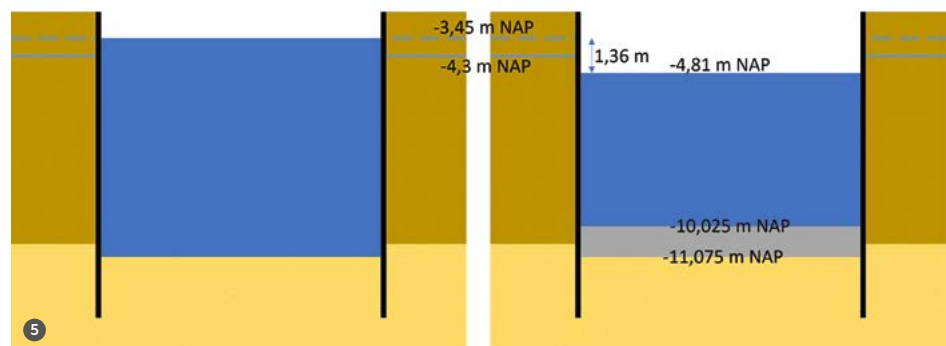
Betonmengsel

Vanuit het ontwerpteam zijn eisen meegegeven voor het betonmengsel, zodat de hydratatiewarmte zo veel mogelijk beperkt zou blijven. Zo is een cementtype met een lage hydratatiewarmte voorgeschreven (CEM III/B LH), aangevuld met vlieg-as of steenmeel om de hoeveelheid cement en daarmee de hydratatiewarmte te beperken.

Naast het mengsel is, in overleg met de aannemer, door middel van het afpompschema de kans op doorgaande scheuren beïnvloed. De gedachte hierachter wordt hierna verder toegelicht.

Afpompschema Zoals hiervoor aangegeven, zijn de eerste drie tot zes dagen kritisch met betrekking tot de kans op watervoerende scheurvorming. Door zo snel mogelijk het water af te pompen, wordt de vloer vanuit de damwanden belast met een drukkracht, waardoor de opgebouwde trekspanningen worden gereduceerd. Er is bedacht dat vrijwel direct na de stort het effectieve eigen gewicht van de onderwaterbetonvloer kan worden afgepompt. In dit geval betreft het een 1,05 m dikke vloer met een effectief gewicht van 13 kN/m^3 ($23 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3$). Daarmee kon vrij snel na de stort de eerste 1,36 m ($1,05 \times 13$) worden afgepompt zonder dat de onderwaterbetonvloer wordt belast door buigspanningen ten gevolge van de opwaartse waterdruk. Dit is schematisch weergegeven in figuur 5. Omdat het waterdrukverschil op de damwanden over de gehele bouwkuipdiepte optreedt, kan een kleine verlaging al een aanzienlijke drukspanning geven in de onderwaterbetonvloer.

--- Maximale Stijghoogte
— Minimale Grondwaterstand



Hoewel het gewicht van de bouwkuip met onderwaterbeton in evenwicht was met de opwaartse druk, zou er wel *piping* (stroming van grondwater door het net gestorte beton, wat voor ontmenging en lekkage zorgt) door de onderwaterbetonvloer kunnen optreden. Om dit te voorkomen, is besloten pas 24 uur na de stort te beginnen met het afpompen van de eerste meters water.

Damwand Het afpompen op een moment dat de vloer pas net is gestort, is ook meegenomen als aparte fase in de damwandanalyse. Omdat het onderwaterbeton dan nog weinig sterkte heeft, is daarbij alleen het eigen gewicht meegenomen zonder de sterkte. De onderwaterbetonvloer is daarbij gemodelleerd als een grindlaag, waarbij dus ook geen cohesie in rekening is gebracht.

Sterkteontwikkeling In werkelijkheid gaat de ontwikkeling van de stijfheid van het beton veel sneller dan de sterkteontwikkeling. Conform [1] is de stijfheid van het beton 24 uur na de stort al ontwikkeld tot ongeveer 2/3 van de stijfheid op 28 dagen. Deze stijfheid is niet meegenomen in de damwandanalyse, maar werkt wel gunstig voor de opbouw van de gewenste drukspanningen in de onderwaterbetonvloer. Hoewel de

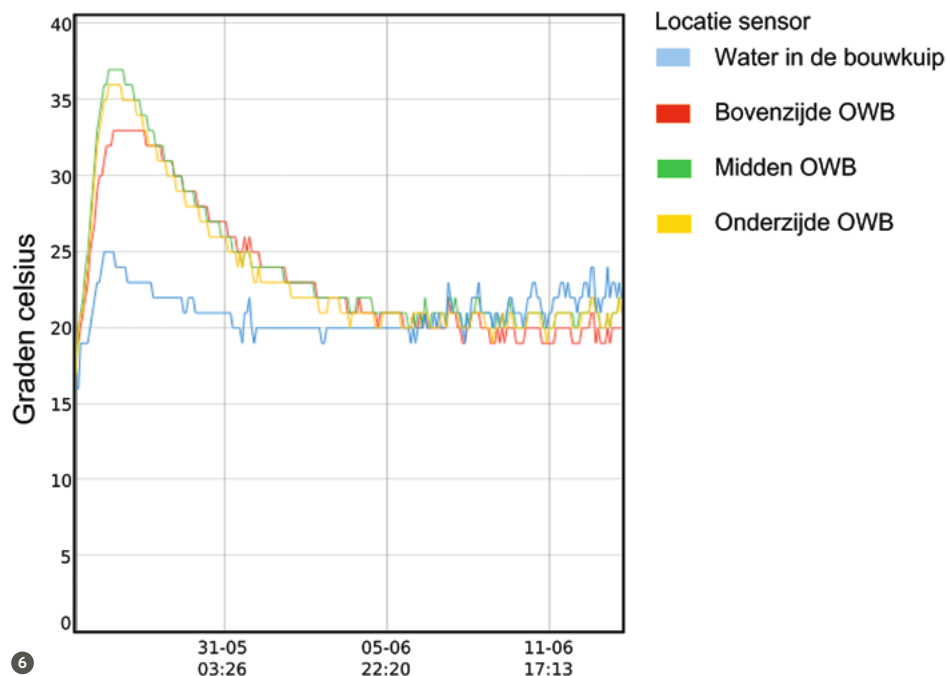
sterkteontwikkeling achterloopt, kan de doorsnede daarom al vrij snel de beperkte drukspanning opnemen.

De rest van de bouwkuip is leeggepompt op basis van rijpheidsmetingen. Op drie plekken is een meter aangebracht, waarmee de temperatuur op drie hoogtes in het onderwaterbeton en in het water is gemeten (fig. 6). De maximale temperatuur van 37 °C werd bereikt na iets meer dan één dag en de maximale afkoeling vond plaats op dag 2 tot en met dag 5. Op basis van de temperatuur en de tijd is de rijpheid berekend en gefit aan de ijkgrafiek vanuit de betoncentrale.

Met de rijpheidsmetingen kon de sterkte van het beton worden bepaald, op basis waarvan het waterniveau in de bouwput in twee weken tijd met 5,0 m kon worden verlaagd. Tegelijkertijd met het geleidelijk verlagen van het waterpeil werden de damwanden schoongemaakt vanaf bootjes in de bouwkuip.

Om de bouwkuip helemaal leeg te kunnen pompen, waren de resultaten van de kubusdrukproeven uiteindelijk maatgevend. Er zijn met de stort twee sets kubussen in het water geplaatst, die na twee, vijf en drie weken zijn beproefd. Uiteindelijk kon de bouwkuip na drie weken volledig worden leeggepompt. →

Door zo snel mogelijk het water af te pompen, wordt de vloer vanuit de damwanden belast met een drukkracht



*Er moest
genoeg ruimte
overblijven om
de wapenings-
korven af te
zinken en
tussen alle
wapening beton
te storten*

Lozen water Het snel afpompen was een grote uitdaging voor de aannemer. Door het storten van de onderwaterbetonvloer gaat de pH-waarde van het water in de bouwkuip omhoog en wordt het basisch. Dit kan niet zomaar worden geloosd en moet eerst worden behandeld. Omdat het idee om af te pompen al in een vroeg stadium was afgestemd met de aannemer, kon het benodigde afpompdebiet worden vastgesteld en kon de capaciteit worden aangepast op de vraag. Daarnaast is geprobeerd het water in de bouwkuip zo min mogelijk te mengen, zodat voornamelijk het water aan het oppervlak, dat minder basisch is, kon worden afgepompt.

Droge bouwkuip

Ondanks de genomen maatregelen bleef er een risico op watervoerende scheuren. Uiteindelijk is een droge onderwaterbetonvloer gerealiseerd, waarbij geen noemenswaardige lekkages zijn opgetreden (foto 7). Alleen langs enkele damwanden was wat lekwater waar te nemen.

Het experiment met vroegtijdig afpompen van water kan daarom als geslaagd worden beschouwd, hoewel niet met zekerheid is vast te stellen hoe significant de bijdrage van de genomen maatregelen was aan de totale waterdichtheid. Wanneer meer zekerheid op een waterdichte onderwaterbetonvloer gewenst is, blijft het advies nog altijd om staalvezels toe te passen.

Uitvoering: geometrische puzzel

Uiteraard moet er voldoende aandacht uitgaan naar de maakbaarheid van de geïntegreerde onderwaterbetonvloer. Al in een vroeg stadium is hierover overlegd tussen aannemer en ontwerpende partij. Zo moest vooraf worden afgestemd hoe de wapeningskorven konden worden afgezonken en hoe er genoeg ruimte overblijft tussen alle ankers, korven en beugels zodat het onderwaterbeton nog kon worden gestort. Daarnaast zijn alle aan te houden toleranties van tevoren vastgelegd.

Om de wapeningskorven te stellen zijn prefab-betonnen liggertjes als afstandhouders op de bodem van de bouwkuip geplaatst, waarop de wapeningskorven zijn geplaatst. Ter plaatse van de torens zijn tot vijf lagen wapening in elkaar afgezonken met zeer beperkte toleranties. Vervolgens kon het onderwaterbeton worden gestort.

Bij het storten van een ongewapende onderwaterbetonvloer hoeft geen rekening te worden gehouden met eventuele wapeningskorven of beugels. Bij een volledige gewapende onderwaterbetonvloer kan er met een dobber over de wapening heen worden gestort. Echter bij een geïntegreerde vloer steken er overal korven en beugels door de vloer die in de weg zitten voor het storten (foto 8).

Voor het storten is een dobber van 80 cm breed toegepast. De minimale tussenruimte tussen de ankers en wapeningsstaven moest 1,0 m bedragen. Omdat de dobber niet overal kon komen, is het verschil in





dikte op sommige plekken groter dan de standaard toleranties. Hierbij is rekening gehouden met de vloeihoeck van het beton. Lokaal is de vloer dikker gestort, zodat overal de minimale dikte van het onderwaterbeton kon worden behaald.

Om het nog ingewikkelder te maken moest rekening worden gehouden met bestaande palen. Om de palen na het ontgraven af te knippen, was rondom de bestaande paal 75 cm vrije ruimte benodigd. Dit had als gevolg dat het nieuwe paalstramien rondom deze palen moest worden geplaatst, waardoor een vrij chaotisch palenplan ontstond. In figuur 9 is het palenplan te zien met de aangegeven bestaande palen en de

benodigde vrije ruimte rondom de ingemeten bestaande palen. Hiertussen moesten ook alle beugels worden geplaatst en moest de dobber het beton nog kunnen storten.

18% besparing

Door vanaf een heel vroeg stadium intensief samen te werken met de aannemer, is uiteindelijk een zeer complexe geïntegreerde vloer gerealiseerd. Zonder deze afstemming was het nooit mogelijk geweest de uitvoerbaarheid direct mee te nemen in het ontwerp. Door het integreren van de vloer kon het ontgravingsniveau van de bouwkuip worden gereduceerd en werd ongeveer 18% beton bespaard in de funderingsplaat. ●



8 Beugels (nog niet gesloten) ter plaatse van de torens (foto: ABT)

9 SCIA-model met aangegeven bestaande palen, poeren en liftputten

LITERATUUR

- 1 Lohmeyer, G. en Ebeling, K., Weiße Wannen. Verlag Bau+Technik, 2009.
- 2 CUR-Aanbeveling 077:2024 - Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren.
- 3 NEN-EN 1992-1-1:2005+C2:2011+A1:2015: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (Eurocode 2).