



1. Project 'De Zalmhaven' met high-rise Zalmhaven I en de twee mid-rise torens II en III.

# Neusje van de zalm

**Reikend tot een hoogte van 215 m heeft Rotterdam met de Zalmhaventoren een nieuwe eyecatcher aan de Maas te pakken. De high-rise toren is daarmee het hoogste gebouw van de Benelux en het grootste prefab betongebouw van de wereld, maar het neusje van de zalm is van staal.**

ing. J. Scherrenberg MSEng en ing. F. Schaap RC

Jordy Scherrenberg is constructeur en Freek Schaap is projectleider, beiden bij BAM Advies & Engineering in Bunnik.

De high-rise toren, genaamd Zalmhaven I, is onderdeel van een groter project: 'De Zalmhaven' (afb. 1). De Zalmhaven wordt medio 2022 opgeleverd en is gevestigd in het Scheepvaartkwartier aan de voet van de Erasmusbrug. Het project bestaat naast de high-rise toren uit twee mid-rise torens van 70 m (Zalmhaven II en III), grondgebonden

herenhuisen tot een hoogte van 13 m en een bovengrondse parkeergarage met daarbovenop een stadstuin voor de bewoners. In de onderbouw van de high-rise toren (bg. tot 5<sup>e</sup> verdieping) is ruimte voor een entree/lobby, een parkkantoor, een spa/gym en bergingen. Vanaf de 5<sup>e</sup> verdieping begint de bovenbouw van de toren die tot en met de 56<sup>e</sup> verdieping

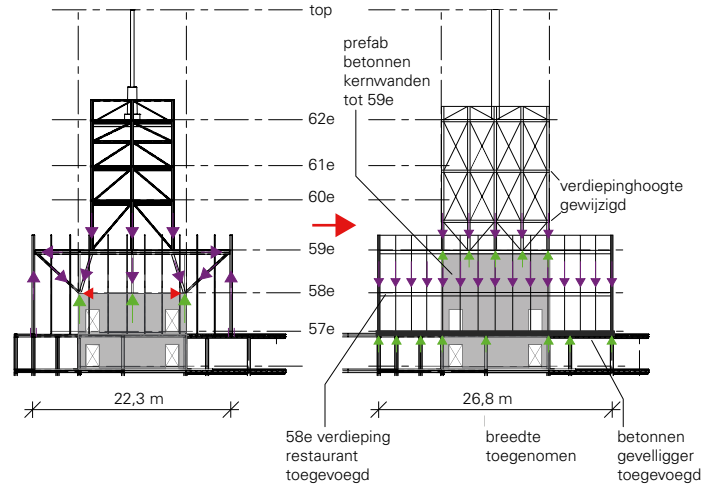
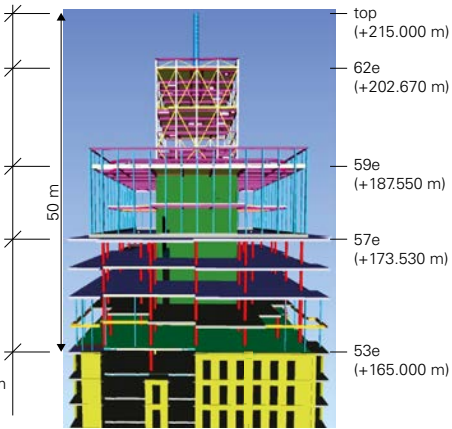
bestemd is voor wonen. De woonfunctie bestaat voornamelijk appartementen met op de bovenste verdiepingen een aantal penthouses. Het restaurant, waar de bezoekers kunnen genieten van een adembenemend uitzicht over de stad, is gevestigd op de 57<sup>e</sup> en 58<sup>e</sup> verdieping. De overige verdiepingen tot aan het dak op de 62<sup>e</sup> verdieping zijn bestemd voor technische ruimte. Als architectonisch 'toppunt' is op het dak van de toren een mast geplaatst.

## **Draagconstructie en stabiliteit**

De high-rise toren is gefundeerd op een grote betonplaat (~3600 m<sup>3</sup>) met een afmeting van (lxbxh) van 38x38x2,5m in combinatie

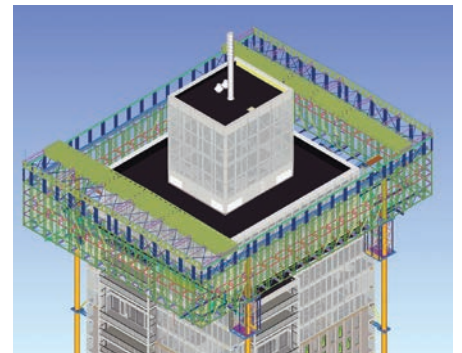
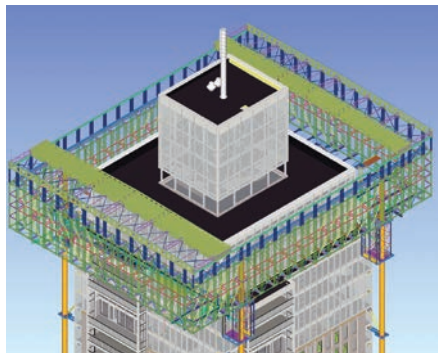
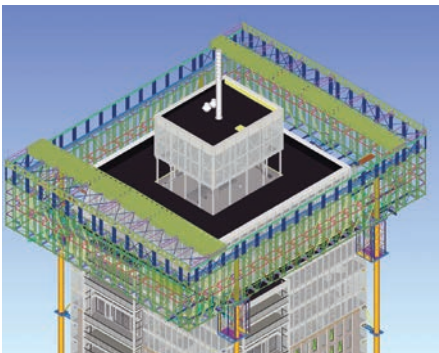
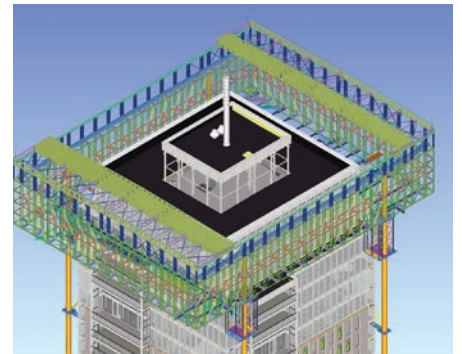
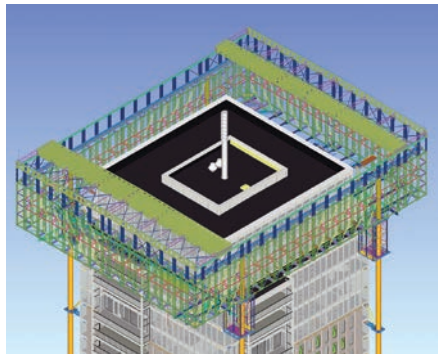
– stalen mast

- stalen gevelkolommen
- stalen vloerliggers
- stalen windverbanden
- staalplaat-betonvloer
- prefab betonnen kernwanden
- stalen gevelkolommen
- stalen vloerliggers
- staalplaat-betonvloer
- prefab betonnen kernwanden
- prefab betonnen kolommen
- breedplaatvloer puntvormig ondersteund
- prefab betonnen kernwanden
- prefab betonnen gevelwanden
- breedplaatvloer lijnvormig ondersteund



2. Draagconstructie top high-rise.

3. Wijzigingen in draagconstructie van DO naar TO.



4. Hydraulisch vijzelen van de techniekbouw.

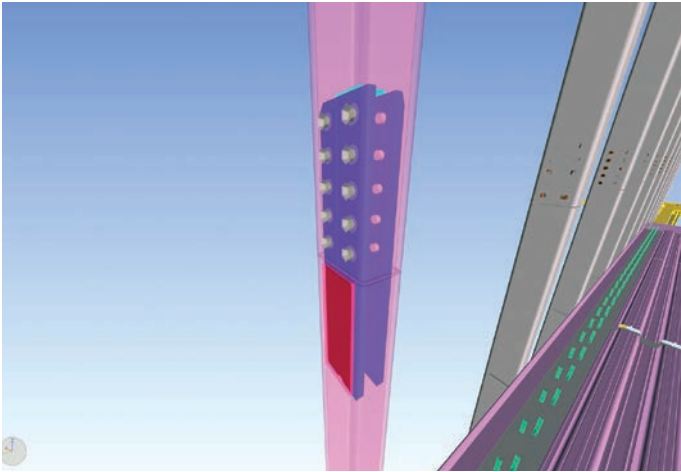
met 163 grondverdringende schroefpalen. De grondverdringende schroefpalen (type Tubex), met een paalpuntniveau op  $-65,0$  m NAP, zijn uitgevoerd met verloren casing en groutinjectie. Vanaf de begane grond tot 5<sup>e</sup> verdieping (onderbouw) is de draagconstructie in het werk gestort. Op die verdieping bevindt zich de overgang naar de bovenbouw. De draagconstructie van de bovenbouw bestaat uit prefab betonnen wanden in combinatie met natte knopen en in het

werk gestorte verdiepingvloeren. De dragende prefab gevelwanden reiken tot de 53<sup>e</sup> verdiepingvloer en de prefab kernwanden lopen door tot de 59<sup>e</sup> verdiepingvloer (afb. 2). Vanaf de 53<sup>e</sup> tot 57<sup>e</sup> verdiepingvloer zijn rond de kern prefab kolommen toegepast om de vlakke plaatvloeren te ondersteunen. Op de 57<sup>e</sup> en 58<sup>e</sup> verdieping (restaurant) is rond de kern een staalconstructie toegepast in combinatie met staalplaat-betonvloeren. Vanaf de 59<sup>e</sup> t/m 62<sup>e</sup> verdieping (technische ruimte)

is de draagconstructie volledig uitgevoerd in staal ook met staalplaat-betonvloeren. De stabiliteit van de 59<sup>e</sup> t/m 62<sup>e</sup> verdieping is gewaarborgd door stalen windverbanden in combinatie met de staalplaat-betonvloeren die de schijfwerking verzorgen.

#### DO → TO

In verband met de maakbaarheid en haalbaarheid zijn in de uitwerking van het TO een aantal wijzigingen aangebracht ten



5. Deling gevelkolom.

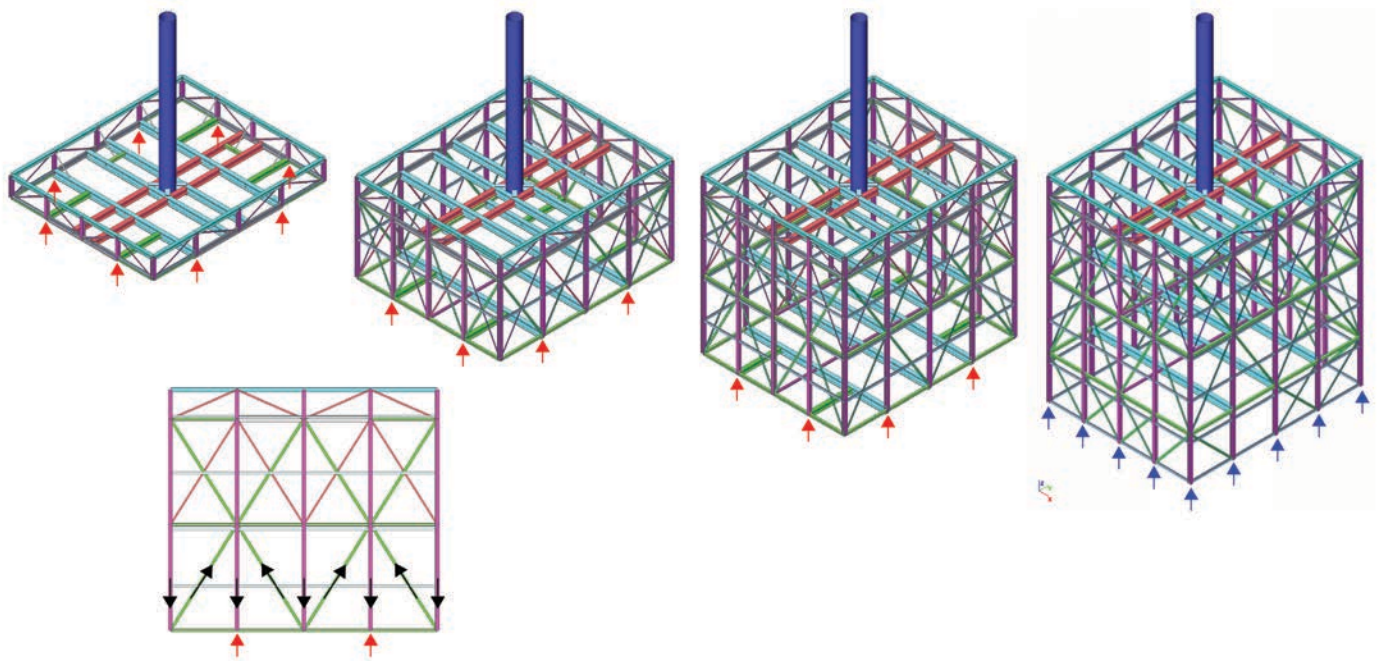
opzichte van het DO. De wijzigingen hebben betrekking op de gebouwgeometrie, de verdiepinghoogtes en de krachtswerking. Zo is de gebouwbreedte van de 57° t/m 59° verdieping en de 59° t/m 62° verdieping een aantal meter toegenomen (afb. 3). Daarnaast zijn de verdiepinghoogtes van de 60° en 61° verdieping gewijzigd en is een extra verdieping op de 58° gerealiseerd voor het toekomstige restaurant. Met de aanpassing van de gebouwgeometrie en het inbrengen van de 58° verdiepingvloer is ook gekozen voor een meer optimale krachts- en stabiliteitswerking. De prefab betonnen kernwanden zijn doorgezet tot de 59° verdiepingvloer zodat de stabiliteitskrachten vanuit de 59° verdieping en hoger direct de kernwanden worden ingeleid. Ter ondersteuning van de 58° verdiepingvloer zijn de stalen gevelkolommen dragend

uitgevoerd en uitgelijnd met de betonnen onderconstructie. De stalen gevelkolommen worden ondersteund door een betonnen gevelliger welk de krachtoverdracht verzorgt naar de onderconstructie. In het DO was ervoor gekozen de stalen gevelkolommen nog op te hangen aan de 59° verdiepingvloer en met stalen schoren naar de bovenzijde van de kernwanden op de 58° verdieping af te dragen. De stalen schoren zorgden ook voor de overdracht van de stabiliteitskrachten vanuit de 59° verdieping en hoger.

#### Bouwmethoden

De onderbouw (bg. tot 5° verdieping) van de toren is op traditionele wijze gebouwd met bekistingen en kranen. Voor de bovenbouw (vanaf 5° verdieping) is gebruik gemaakt van een hijsloods die tot de 59° verdieping

hydraulisch gevizeld is. De standaard verdiepingen (5° tot 53° verdieping) zijn in een cyclus van één verdieping per week gebouwd. Vanaf de 53° tot 59° verdieping is een cyclus van ongeveer twee weken per verdieping gehanteerd. De keuze voor het bouwsysteem met een hijsloods is gemaakt op grond van haalbaarheid, veiligheid, bouwtijd en kosten. Groot voordeel van de hijsloods is dat er door het toepassen van een strak sluitende vlonder rondom het gebouw, voorkomen wordt dat objecten kunnen vallen. Hiermee wordt aan de regels voor de bouwveiligheidszone (BVZ) rondom een bouwproject voldaan. Andere belangrijke voordelen die meewogen in de keuze voor de hijsloods waren de betere arbeidsomstandigheden, hogere bouwkwiteit en minder weersverlet. Voor de top van de toren (59° t/m 62°) is ge-



6. Belastingafdracht draagconstructie techniekopbouw in bouwfase.

kozen voor een andere bouwmethode, omdat de bouwlagen van het gebouw naar binnen springen en de hijsloods hierdoor niet meer horizontaal gesteund kan worden. Gekozen is voor een soort jack-blocksysteem (afb. 4). Waarbij de top van de toren in drie fases hydraulisch omhoog is gevijzeld. Het dak, de 62° verdiepingvloer (incl. mast), is eerst opgebouwd en vervolgens gevijzeld om de kolommen van de 61° verdieping te kunnen plaatsen. Vervolgens is de 61° verdiepingvloer inclusief de gevel opgebouwd, et cetera. Om op deze manier te kunnen bouwen dient het dak van de hijsloods te worden geopend. Het dak moet sowieso worden geopend voor het afvrijzelen van de hijsloods.

In het ontwerp van de hoofdconstructie van de top is uitgebreid aandacht besteed aan het detailontwerp in relatie tot deze bouwmethode. Hier wordt verder in het artikel nader op ingezoomd. De stalen windverbanden in de top hebben naast de primaire stabiliteitsfunctie bijvoorbeeld ook een belangrijke secundaire functie in de bouwfase.

### Brandwerendheid

Er geldt een brandwerendheidseis van 120 minuten voor de high-rise toren. Voor de staalconstructie van de technische ruimte (geen verblijfsgebied) op de 59° tot 62° verdieping is door de brandveiligheidsadviseur (Peutz) een berekening van de brandlast gemaakt. De technische ruimte betreft één brandcompartiment met een oppervlak van zo'n 520 m<sup>2</sup> en is niet nader onderverdeeld. Het gehele compartiment is net als de rest van het complex volledig voorzien van een sprinklerinstallatie. De constructie bestaat uit

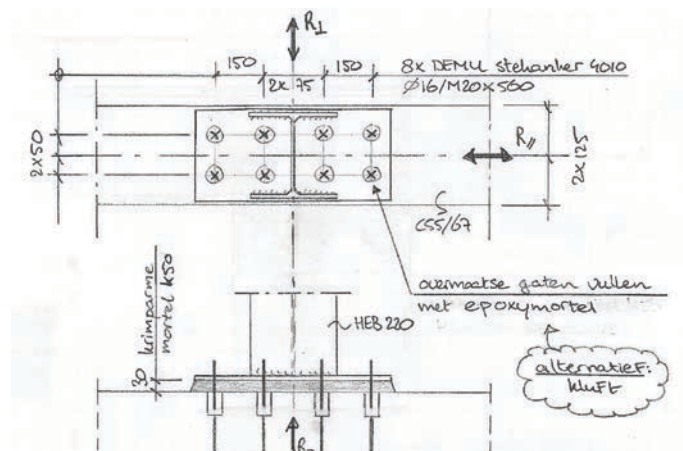
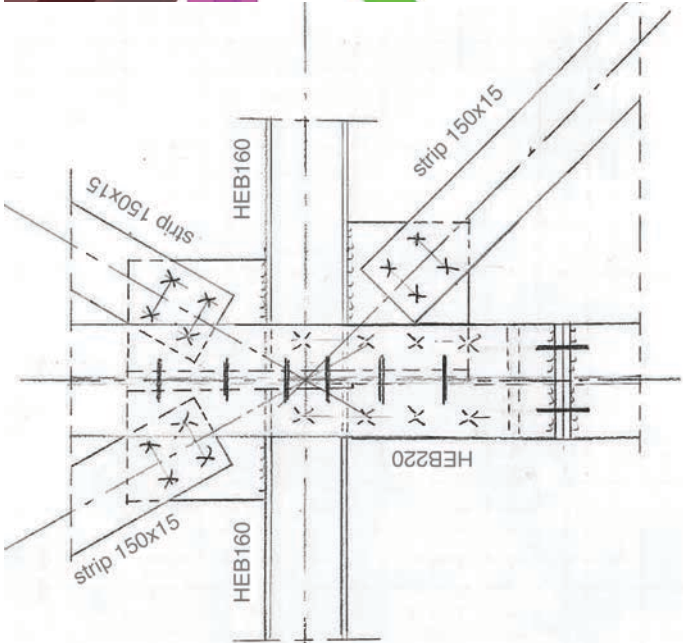
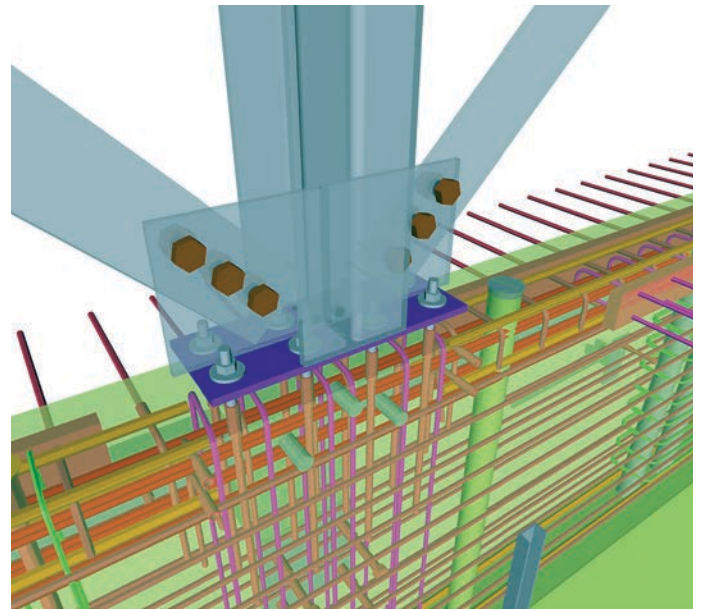
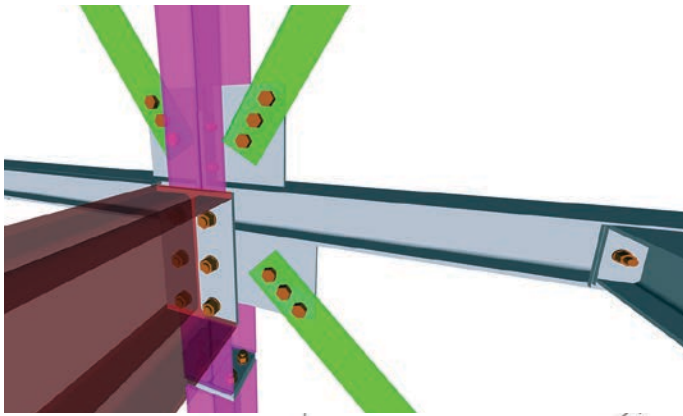
stalen kolommen/liggers, staalplaat-betonvloeren en (gelaagd) glas en draagt derhalve niet bij aan de vuurlast. Op de 61° verdiepingvloer staan twee luchtbehandelingskasten die opgebouwd zijn uit ongeveer 1.350 kg composiet en deze dragen wel beperkt bij aan de vuurlast. Daarnaast worden ook geïsoleerde kanalen toegepast op de drie verdiepingen die eveneens beperkt bijdragen aan de vuurlast. Er is voor gekozen om twee maatgevende scenario's te modelleren. Het eerste scenario is een compartimentbrand waarbij het gehele oppervlak van de 61° verdieping in brand staat. Het tweede scenario is een lokale brand bij één van de twee luchtbehandelingskasten. De beschouwing van de brandscenario's heeft ertoe geleid dat alleen op de 61° verdiepingvloer brandwerende voorzieningen getroffen hoefden te worden. De stalen vloerliggers in het middenveld en de stalen liggers en kolommen binnen een afstand van 1,5 m tot de luchtbehandelingskasten zijn brandwerend bekleed. Uit de analyse bleek dat de temperatuur van de overige liggers ruim onder de kritische staaltemperatuur blijft.

### Detailengineering vs. hoofdontwerp

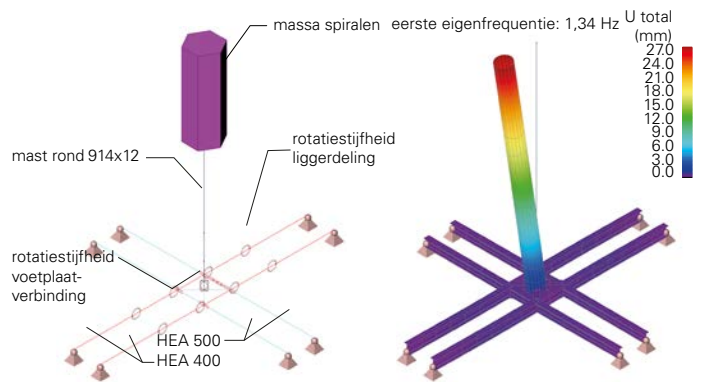
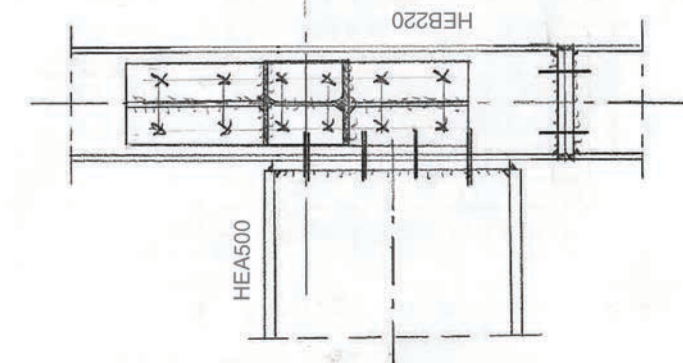
#### Deling gevelkolommen restaurant

Vanwege de bouwmethode met de hijsloods (verdieping per verdieping) dienden de twee verdiepingen hoge gevelkolommen in het restaurant gedeeld te worden. De gevelkolommen hebben als onderdeel van de vliesgevel van het restaurant met uitzicht over Rotterdam een hoge esthetische waarde voor de architect. Voor de gevelkolommen is de keuze gemaakt voor rechthoekige warmgewalste kokers. De locatie van de deling is boven de 58°

verdiepingvloer, zodat de vloerliggers van de 58° verdiepingvloer gemonteerd konden worden en de staalplaat-betonvloer kon worden gestort. Vervolgens is het bovenste deel van de gevelkolom tot de 59° verdieping gemonteerd. Vanwege de hoge esthetische eis aan de deling is extra aandacht besteed aan het uiterlijk en afwerking. Gekozen is voor een deling waarbij de bovenste koker over de onderste koker heen wordt geschoven (afb. 5). In de onderste koker zijn hiertoe twee dikke platen gelast. Om de lassen te kunnen leggen zijn de wanden van de koker van twee rechthoekige sparingen voorzien. De sparingen zijn later weer volledig gevuld met een stalen plaat die rondom is afgelast. In het uitstekende deel van de ingelaste platen zijn tapgaten aangebracht voor de verbinding met het bovenste kolomdeel. Het bovenste kolomdeel is op zijn beurt voorzien van verzonken gaten, zodat er geen boutkoppen uitsteken en hiermee een netjes afgewerkte verbinding wordt gerealiseerd. Maatgevend voor de berekening van de momentverbinding was niet zozeer de sterkte, maar de stijfheid. Vanwege de hoge windbelasting op ± 184 m hoogte, de slankheid van de gevelkolommen en de aanwezigheid van een vliesgevel was de horizontale verplaatsing van de constructie maatgevend. Om aan de strenge vervormingseisen van de gevelleverancier te voldoen moet de verbinding over een minimaal benodigde rotatiestijfheid beschikken. Hiertoe is de ondergrens van de benodigde rotatiestijfheid van de verbinding in het 3D-rekenmodel onderzocht. Dit heeft ertoe geleid dat de dikke plaat in het onderste deel van de gevelkolom gelast moest worden waar het in eerste instantie ook als boutver-



8. Kolomvoetplaat-windverband (schetsontwerp en 3D-model).



9. Modelling mast in rekenmodel.

7. Kolom-ligger-windverband (schetsontwerp en 3D-model).

binding was ontworpen. Daarnaast moest de boutverbinding in het bovenste deel van de koker over genoeg hoogte beschikken om de stijfheid te verzorgen. Dit heeft uiteindelijk geleid tot een voldoende stijve en sterke kolomdeling. Een kolomdeling die je niet vaak in de dagelijkse praktijk ziet.

#### Constructie techniekopbouw

In het ontwerp van de hoofddragconstructie van de 59° t/m 62° verdieping is extra

aandacht besteed aan de detailengineering. Belangrijke uitgangspunten daarbij waren de gekozen bouwmethode en de overdracht van de stabiliteitskrachten op de prefab kernwanden. Omdat de bovenste verdiepingen eerst zijn opgebouwd, moeten de kolommen onder de vloerliggers gedeeld worden, zodat na elke vijzelfase een nieuwe kolom eronder geplaatst kon worden. In de bouwfase werden de kolommen met de definitieve stekankers tijdelijk gekoppeld aan de prefab kernwanden

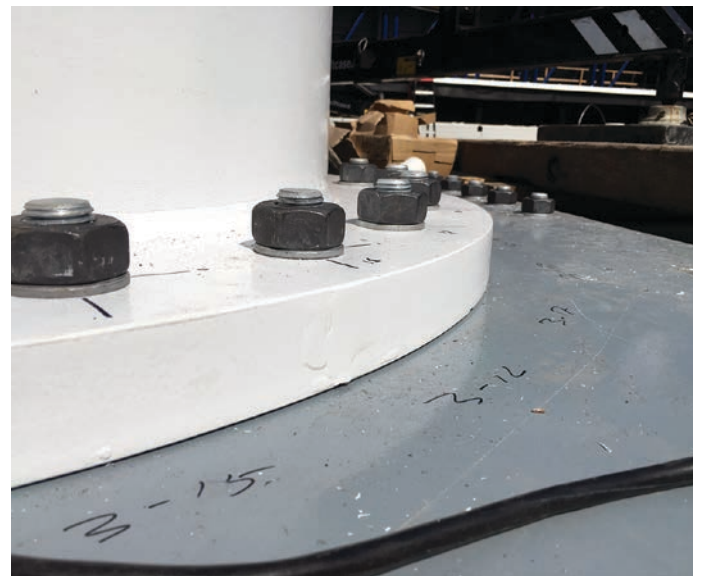
om de stabiliteitskrachten af te kunnen dragen. Het gatenpatroon voor de bouten in de kolomdelingen is daarom gelijk gekozen aan het gatenpatroon voor de ankers in de voetplaat. De stekankers in de prefab kernwanden konden op die manier ook in de bouwfase gebruikt worden voor verankering (afb. 8). In de uiteindelijke fase zijn alle zestien kolommen verticaal ondersteund. Er werden echter maar acht vijzels gebruikt zodat niet iedere kolom in de bouwfase werd onder-



10. Fabrieksfoto's mast.



11. Fabrieksfoto's voetplaat mast.



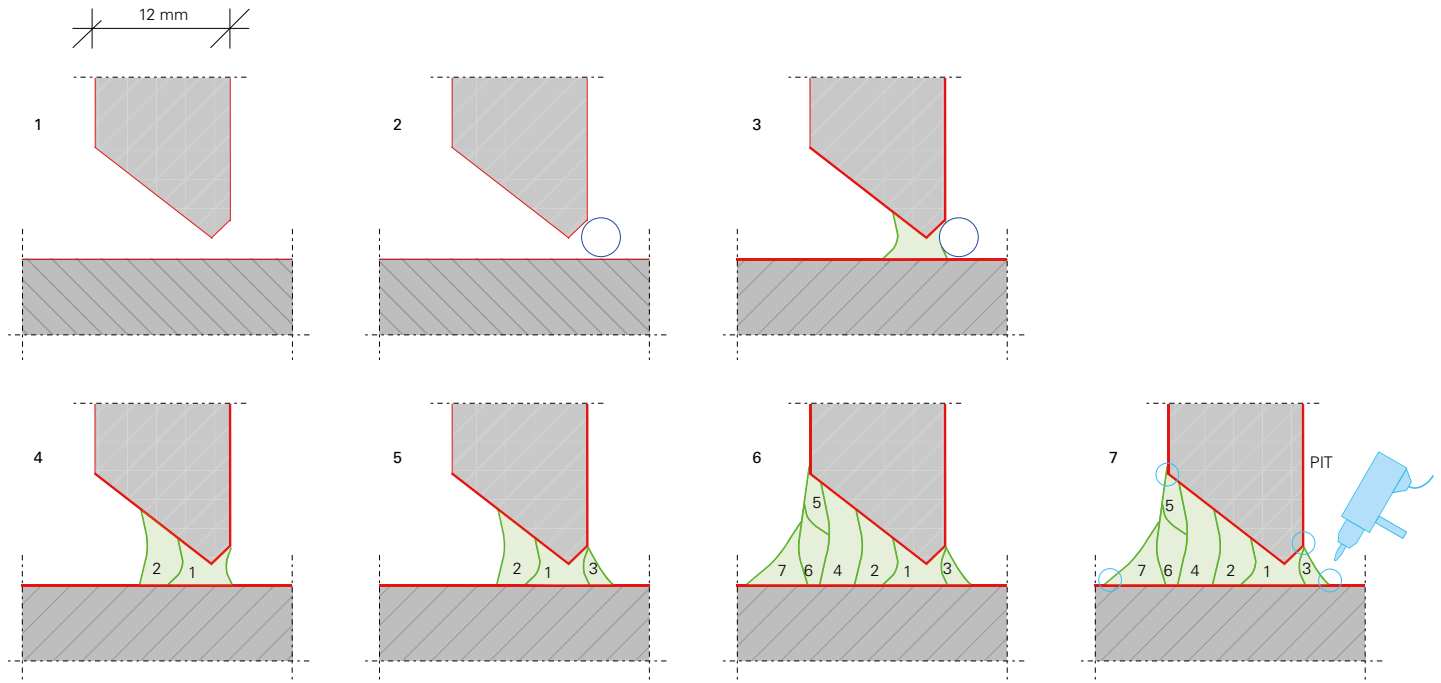
steund (afb. 6). Tijdens het vijzelen werden de verticale krachten in de hoekkolommen en de middelste gevelkolommen opgehangen met trekschoren. Daarnaast fungeren de trekschoren in eindfase ook als stabiliteitselement en als tweede draagweg bij het wegvallen van een kolom. In het ontwerp van de trekschoren is de keuze gemaakt om in de eindfase geen trekschoren in de hoeken van de prefab betonwanden op de 59° verdieping aan te laten sluiten. Door deze ontwerpkeuze

konden de hoekkolommen op een kleinere trek- en afschuifkracht aangesloten worden en dit vereenvoudigde de detailengineering in de hoekpunten van de prefab betonwanden. De trekschoren kunnen op die manier de afschuifkrachten eenvoudiger in de lengterichting van de prefab kernwanden afgeven. Daarnaast beschikken de randkolommen over meer bovenbelasting dan de hoekkolommen waardoor er geen trekkrachten in de steekankers ontstaan. Door de kolommen onder

de vloerliggers te delen zijn de kolommen bij de verbinding doorgaand en de vloerliggers onderbroken (afb. 7). De rotatiestijfheid van de kolomdeling heeft invloed op de vervormingen en krachtwerving in de hoofdconstructie. De positie en de rotatiestijfheid van de delingen is daarom ook meegenomen in het 3D-rekenmodel. In het integrale ontwerp van de hoofdconstructie en de verbindingen is de profielafmeting van de kolommen en de randliggers zo gekozen dat een

## Projectgegevens

Opdracht Zalmhaven CV (AM en Amvest Vastgoed) • Architectuur 'high-rise' Dam & Partners Architecten, Amsterdam  
• Architectuur 'mid-rise' KAAN Architecten, Rotterdam • Ontwerpend constructeur Zonneveld ingenieurs, Rotterdam •  
Coördinerend constructeur BAM Advies & Engineering, Bunnik • Geotechnisch adviseur Geobest, Vianen • Uitvoering BAM  
Bouw en Techniek Grote projecten, Bunnik • Staalconstructie Voortman Steel Construction, Rijssen • Prefab beton Byldis,  
Veldhoven • Leverancier hijsloods Civiele Technieken de Boer, Nieuwegein • Brandwerende bekleding Murre - De Visser,  
Middelburg • Bouwfysisch adviseur Peutz, Zoetermeer • Opleverdatum maart 2022



### 12. Lasvolgorde voetplaat mast.

eenvoudig en economisch detail ontworpen kon worden. De breedte van de randligger valt binnen de flenzen van de kolommen. Dit resulteert in minder las- en plaatwerk. Ook leidt dit tot een eenvoudige aansluiting van de windverbanden. Door het principedetail in het hoofdontwerp uit te schetsen lagen de uitgangspunten voor verdere detailuitwerking door het staalconstructiebedrijf in een vroeg stadium al vast. Vervolgens is de verbinding door de detailengineer berekend en in detail uitgewerkt.

### Mast

Op de top van de high-rise is een mast van 12,5 m geplaatst die de totale hoogte van de toren op 215 m brengt.

De mast is opgebouwd uit een stalen buis met een diameter van 914 mm en een wanddikte van 12 mm. De slankheid van de buis bedraagt daarmee ongeveer 1:14. Vanwege de hoge windbelasting in combinatie met de slankheid is de mast gevoelig voor vermoeiing door dwarstrillingen. Deze dwarstrillingen ontstaan door het regelmatig loslaten van windtrillingen achter de mast, ofwel vortex shedding. Om de dwarstrillingen tegen te gaan is de mast aan de bovenzijde voorzien van spiraalvormige strippen (afb.

10). Dit zien we ook terug in de ontwerpen van diverse stalen schoorstenen.

Voor het bepalen van de eigenfrequentie van de mast is in SCIA een 3D-rekenmodel opgezet om een dynamische berekening uit te kunnen voeren (afb. 9). In het rekenmodel zijn de vloerliggers met daarop de mast gemodelleerd. Daarnaast zijn de rotatiestijfheden van de verbindingen ingevoerd en is de massa van de spiralen toegevoegd. Met de gevonden eigenfrequentie ( $f$ ) is vervolgens de dynamische factor ( $c_d$ ) berekend. De dynamische factor vergroot de windeffecten en heeft daarmee ook invloed op de vermoeiingstoetsing van de mast. Onderstaand een overzicht wat de invloed is van diverse modelonderdelen op de eigenfrequentie en de dynamische factor van de mast:

– enkel oneindig stijf ingeklemde mast:

$$f = 5,42 \text{ Hz} \rightarrow c_d = 1,34;$$

– extra massa spiralen:

$$f = 5,02 \text{ Hz} \rightarrow c_d = 1,37;$$

– vloerliggers:

$$f = 3,98 \text{ Hz} \rightarrow c_d = 1,46;$$

– rotatiestijfheid vloerliggerdelingen:

$$f = 2,63 \text{ Hz} \rightarrow c_d = 1,64;$$

– rotatiestijfheid voetplaatverbinding:

$$f = 1,34 \text{ Hz} \rightarrow c_d = 1,95.$$

Met het aantal windvlaagbelastingen gedurende een herhalingsjijd van 50 jaar zijn vervolgens de spanningsintervallen bepaald voor een vermoeiingstoetsing. De mast is aan de onderzijde via een voetplaatverbinding met voorspanbouten (vanwege de vermoeiingseis) gekoppeld aan de hoofd draagconstructie (afb. 11). Vanwege de kans op vermoeiing is extra aandacht besteed aan de lasdetails. Het lasdetail van de buis aan de voetplaat is in een schets weergegeven, zie afbeelding 12. De buis is aan de onderzijde voorbereid om een 1/2V-naad te kunnen leggen. Aan de lasteën is extra aandacht geschonken om initiële scheurvorming te voorkomen. Zo is de lasteën nabehandeld met PIT (Pneumatic Impact Treatment). Door deze behandeling zijn de spanningsconcentraties rond de lasteën gereduceerd en de lokale hardheid neemt toe. Tot slot is de las volgens de Niet-Destructieve Onderzoek (NDO) methode onderzocht met ultrasoon en magnetisch onderzoek. •