

Post Rotterdam

CC3 toets definitief ontwerp

projectnummer: 2018-044
rapportnummer: 2018-044-T01-B

- ing. H.J. Hoorn, directeur
- ir. M.J. Durian, directeur
- ir. A.J. Robbemont
- ir. A.R. van Eerden



OPDRACHTGEVER : Yeal Residential B.V.
La Guardiaweg 5
1043 DE Amsterdam

Opgesteld: Ir. A.J. Robbemont
Gecontroleerd: Ir. B. Janssen

Rotterdam, 30 juli 2018
Revisie A d.d. 14 september 2018
Revisie B d.d. 21 september 2018

1 Inleiding

Op het binnenterrein van het monumentale postkantoor te Rotterdam is de nieuwbouw van een woontoren van ruim 150m hoogte voorzien. In dit rapport wordt een CC3 toets uitgevoerd van het ontwerp.

Het ontwerp bevindt zich in het stadium van een definitief ontwerp / aanvraag omgevingsvergunning.

Het gebouw grenst aan drie zijden stijf tegen het belendende monumentale postkantoor. Het postkantoor is gefundeerd op houten palen in de eerste zandlaag. De nieuwbouw wordt gefundeerd op de tweede zandlaag op Tubexpalen met grout-injectie. De interactie van de nieuwbouw met het bestaande monument is kritisch en maakt een belangrijk deel uit van de toets.

De toren is opgebouwd uit een robuuste betonconstructie. Er vinden over de hoogte drie transitieplaatsen in de hoofddraagstructuur:

- De overgang van de palen naar de tafelconstructie;
- De overgang van de tafelconstructie naar de woonlagen, de kern met wanden op ca. 20m hoogte
- De overgang naar de kern alleen op ca. 80m hoogte.

Binnen het monument worden een aantal vloeren en ontsluitingen toegevoegd. De verbouwing op zichzelf valt buiten de voorwaarden van een CC3 toets en is dan ook wat meer globaal beoordeeld.

Het funderingsadvies is onderdeel van de beoordeelde stukken. Aangezien deze separaat door een expert worden beoordeeld is deze alleen geraadpleegd, waar het de interactie met de hoofddraagconstructie betreft.

Pieters Bouwtechniek heeft op 5 september 2018 een reactie gegeven op de CC3 toets. In revisie A wordt de reactie van Zonneveld hierop toegevoegd.

Naar aanleiding van revisie A heeft Pieters Bouwtechniek op 16 september een beknopte memo geleverd met een reactie. In revisie B zijn naar aanleiding hiervan een aantal opmerkingen aangepast.

Met de revisie B is een afronding van deze fase beoogt. De conclusie is dat een aantal belangrijke ontwerpuitgangspunten nog open staan:

- Plaatsing palen onder de hoogbouw inclusief een marge voor bouwfouten
- De vervorming van de toren onder windbelasting.
- De gehanteerde dynamische paalstijfheid.
- De gehanteerde stijfheid van de kern UGT.

Deze aspecten zullen in een vervolgfase nog nader bekeken moeten worden.

2 Documenten

Beoordeelde documenten van Pieters Bouwtechniek en Mos Grondmechanica:

R-316125*BA-101-NL	Constructieve uitgangspunten toren	11-07-2018
R-316125*BA-102-NL	Constructieve uitgangspunten toren	11-07-2018
R-316125*BA-103-NL	Constructieve uitgangspunten toren	11-07-2018
R-316125*BA-201-NL	Constructieve uitgangspunten toren	11-07-2018
R-316125*BA-202-NL	Constructieve uitgangspunten toren	11-07-2018
316-125_BA_hoogbouw	Set tekeningen hoogbouw	11-07-2018
316-125_BA_monument	Set tekeningen monument	11-07-2018
30613-R001-RBR	Funderingsadvies, zettingsbeschouwingen, bouwputadvies	29-06-2018
M-316125-DD-101	Reactie Pieters op CC3 toets Zonneveld Ingenieurs	05-09-2018
M-316125-DD-102	Reactie Pieters op CC3 toets Zonneveld Ingenieurs revisie A	16-09-2018

3 Beoordeling ontwerp fundering toren

Het ontwerp van de toren is een zware betonconstructie op een relatief klein oppervlak wat leidt tot een erg hoge funderingsdruk van gemiddeld ca. 1000 kN/m². Met een aantal ingrepen is deze belasting op de funderingspalen overgedragen.

Waar gebruikelijk de palen schoor naar buiten zijn gezet om meer draagkracht in de bodem te mobiliseren zijn deze schoor naar binnen geplaatst.

3.1 Is de uitvoerbaarheid van het heiwerk en dan met name de verdichting in de eerste en tweede zandlaag beschouwd?

Is beoordeeld door Fundex. De vraag is hiermee voldoende beantwoord.

De palen worden uitgevoerd in 3 secties welke op elkaar worden gelast met verschillende schoorstanden in variërende richtingen. Dit betekent dat segmenten van ruim 20 meter exact onder de juiste hoek van de schoorstand moeten worden gefixeerd en gelast, waarvan sommigen direct naast het monument.

3.2 Is de haalbaarheid van het paalsysteem in 3 op elkaar gelaste secties, strak naast de belending, onder schoorstanden en met een oplanger op diepte gebracht geverifieerd bij een leverancier?

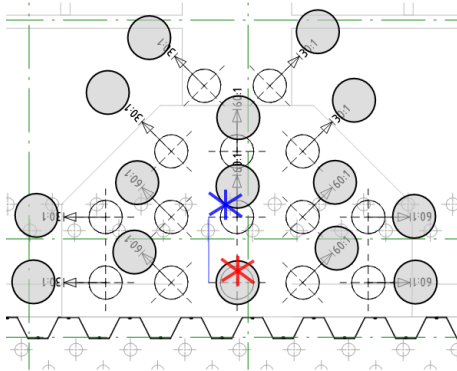
Wordt onder de aandacht gebracht bij de uitvoerende partij en opgenomen in een risico analyse. Vraag blijft staan voor volgende fase.

De tafelconstructie brengt de belasting helemaal naar de rand van de plot, waar deze in puntlasten naar beneden komt (tot 150.000 kN). Hierdoor ontstaat een grote domp op de fundering. Er is getracht deze te beperken door de schoorstanden van de palen. Gezien de kritische paalinstallatie is het denkbaar dat er palen mislukken of niet op diepte komen.

3.3 Wat is het scenario als er 1 of meerdere palen van een poer mislukken. Is dit (met overzichtelijke maatregelen) opneembaar door de fundering?

Vraag blijft staan voor volgende fase.

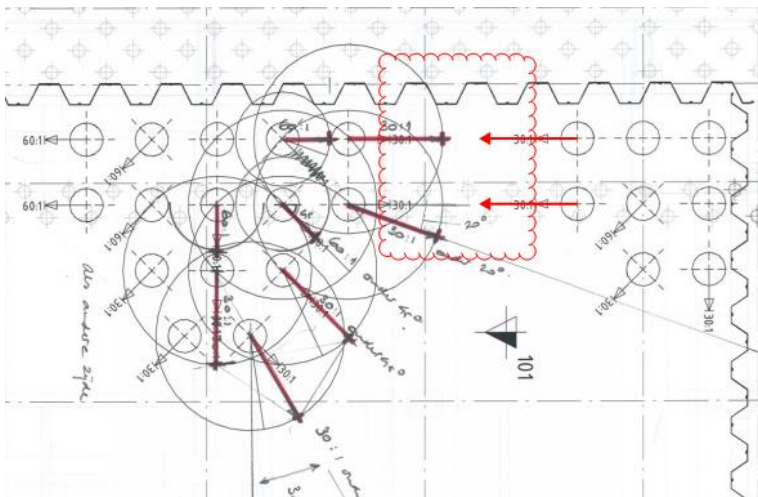
In het funderingsadvies is aangegeven dat de punt van de palen met een minimum afstand van 2,15m uit elkaar moeten worden geplaatst. Onderstaande zijn de paalpunten op 65m diepte ingetekend. Slechts 1 paal voldoet aan de minimale hart op hart afstand van 2,15m



3.4 Waarom is het palenplan niet ontworpen op de minimale hoh afstand van 2,15m uit het funderingsadvies?

In de notitie d.d. 5 september 2018 is door Pieters in bijlage een aangepast overzicht van de schoorstanden onder enkele poeren gegeven. Onderstaand is te zien dat de paalpunten nog steeds op onvoldoende afstand staan.

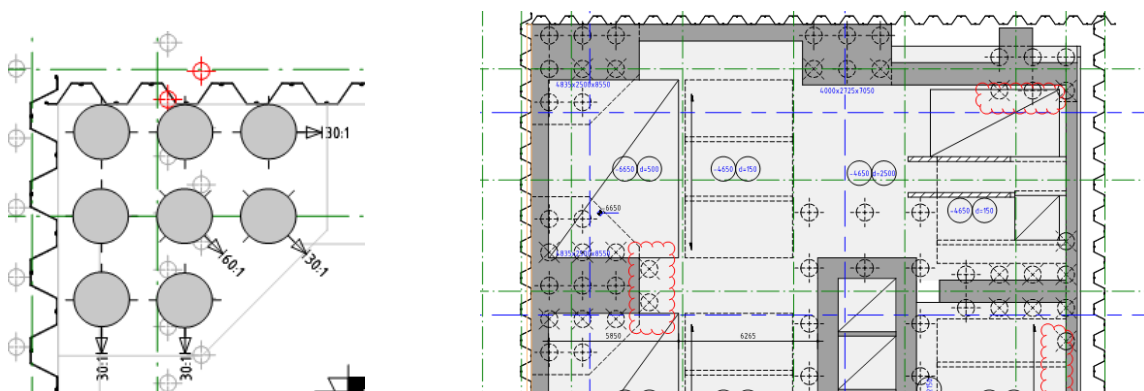
Pieters heeft aangegeven de schoorstanden opnieuw te zullen herzien.



In de hoofdberekening is aangegeven dat de translatie van alle palen in beide horizontale richtingen is gefixeerd. Een overzicht van de horizontale paalreacties ontbreekt. Gezien de excentriciteiten op de fundering, de horizontale krachten uit de standers van de portalen en de schoorstanden (die geen evenwicht maken) worden grote horizontale krachten in de fundering verwacht, die nu niet optreden in het model. Deze geven een onjuist beeld van de krachswerking.

3.5 De schematisering van een starre horizontale steun voor de palen geeft een onjuist beeld van de krachswerking. Gevraagd wordt een nadere toelichting op de gekozen schematisering en inzicht in de impact op de constructie van een meer reele aanname. *Vraag blijft staan voor volgende fase.*

In de funderingstekening staan een aantal palen niet onder de poeren en palen door damwanden getekend. Mogelijk heeft dit weinig impact op de lastafdracht.



3.6 Gevraagd is een reactie of de poeren en damwanden zonder consequenties kunnen worden aangepast.

In een reactie geeft Pieters aan dat er voldoende ruimte is om e.e.a. aan te passen.

Vraag is hiermee beantwoord.

Het gebouw is dusdanig ontworpen dat het zwaartepunt excentrisch staat ten opzichte van het palenplan. Hierdoor is enige scheefstand geprognosticeerd. Deze scheefstand lijkt beperkt. In het geotechnisch advies wordt deze bepaald op ruim 50mm en worden mogelijke maatregelen genoemd om deze te compenseren (vijzelen en eventueel paalcapaciteit aanpassen). In de hoofdberekening wordt deze berekend op 30mm. Hier wordt ook een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd van de paalstijfheden, maar hierin wordt het effect op de scheefstand niet meegenomen.

3.7 Gevraagd is een analyse waarin een te verwachten bandbreedte van de scheefstand van de toren wordt bepaald. Hierin zou het effect van de hoge stijfheid van de palen uit de schachtwrijving pessimistischer kunnen worden ingeschat. Tevens is van belang dat voor een lange duurbeschuiving kruip van de betonconstructie in rekening wordt gebracht.

In de memo van 5 september 2018 is in bijlage 2 een aangepaste EI bepaald waarbij de sparingen in rekening zijn gebracht. De wijze waarop de nieuwe I_y ($1,355 \times 10^{15} \text{ mm}^4$) met sparingen is bepaald is niet duidelijk. Deze is hoger dan de oorspronkelijke I_y ($1,347 \times 10^{15} \text{ mm}^4$) zonder de sparingen.

Voor de bepaling van de paalstijfheid onder een wisselende belasting is het de NTA4614-3 gevolgd. Deze norm gaat er vanuit dat na het optreden van de permanente belasting en de wisselende belasting er een opstijvingseffect plaatsvindt. Hierdoor kan dezelfde, hoge stijfheid (hoek a) worden aangehouden als voor de start van het belastingpad. Zie onderstaande linker figuur.

De analogie is in het funderingsadvies toegepast op de vervormingsfiguur van de tubexpaal. Er wordt echter een tweemaal zo grote stijfheid bepaald dan volgens de linker figuur is toegestaan.

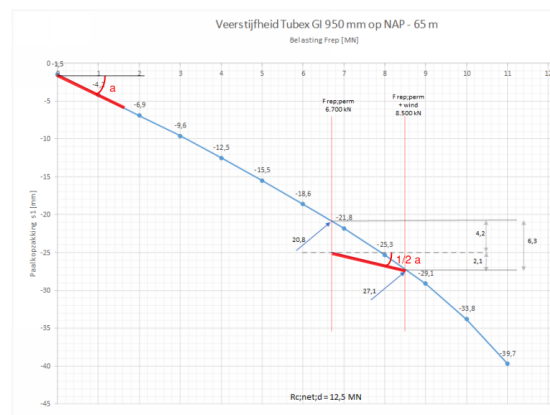
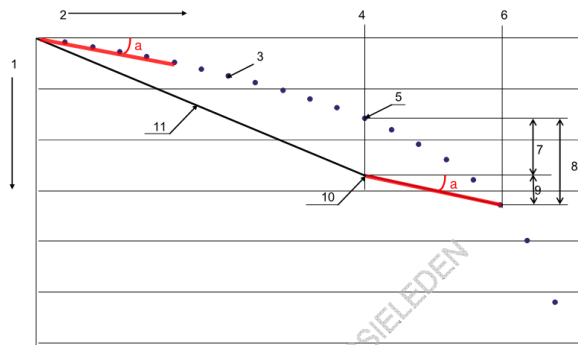
De gevonden stijfheid van 850 kN/m is hoger dan de axiale stijfheid van de paal zelf zonder de vervorming van de grond in rekening te brengen:

$$E_{\text{Abuis}} = 210 \times 10^6 \times 0,742 \times 0,02 \times 3,14 = 9,8 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$E_{\text{Abeton}} = 25 \times 10^6 \times 3,14 \times 0,361^2 = 10,2 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$E_{\text{Apaal}} = 20 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{\text{paal}} = 20 \times 10^6 \text{ kNm} / 40 \text{ m} = 500 \text{ MN/m}$$



Figuur 20: Statische en dynamische veerstijfheid Tubex palen 762/950 mm

3.8 Voor de palen is een zeer hoge stijfheid bepaald die hoger is dan voor de paal zonder grond kan worden berekend. Gevraagd is een rekenkundige onderbouwing van de aangehouden paalstijfheid.

Prof. Van Tol heeft aangegeven dat de door Geobest bepaalde dynamische veerstijfheid te hoog is. Het wachten is op een nieuwe berekening van Geobest en goedkeuring van prof. Van Tol. Op 21-9-2018 is er nog geen nieuwe berekening van Geobest overlegd. De vraag blijft staan.

4 Beoordeling stabiliteitssysteem toren

De transities in het stabiliteitssysteem maken de krachtsafdracht lastig af te lezen. Hierbij worden er grote excentriciteiten geïntroduceerd voor de verticale lastafdracht. De berekeningen en controles zijn op onderdelen uitgevoerd. De samenhang tussen de verschillende onderdelen van de berekening is niet duidelijk.

*4.1 Is er een (duidelijke en beknopte) globale analyse van de afdracht van de wind- en verticale belasting door het gebouw naar de fundering? Hierbij in acht genomen de transities van het stabiliteitssysteem en de excentriciteit van de fundering.
In de memo van 5 september 2018 is in bijlage 6 de vraag beantwoord.*

Er worden verschillende waarden en uitgangspunten gehanteerd. De verschillende gehanteerde uitgangspunten en resultaten zijn moeilijk met elkaar te rijmen:

- De maximale vervorming belastinggeval wind x-richting is op p. 57 van de hoofdberekening gegeven en bedraagt 263mm en 230mm in respectievelijk X en Y richting. Hierbij is aangegeven dat een E-modulus van 30.000N/mm^2 is aangehouden. Waarvoor deze E-modulus geldt is onduidelijk. Voor alle beton? Verder wordt een paalstijfheid van 937 MN/m aangehouden. Dit is nog hoger dan de stijfheid van 850 MN/m die in het geotechnisch advies wordt bepaald.
- Op pagina 38 wordt een 2^e orde moment UGT van 2525418kNm gegeven waarin een toeslag van 15% voor 2^e orde. Dit zou dan een 1^e orde moment geven van $2525418/1,15 = 2196000\text{kNm}$. De bijbehorende 1^e orde vervorming is 668mm en gegeven op pagina 41. Uitgaande van een gebouwgewicht van 1300 MN. Wordt het 2^e orde moment dan ongeveer $1300 \times 10^3 \times 0,668/2 = 434000\text{kNm}$. Hieruit volgend $n = 2196000/434000 = 5,0 \rightarrow n/n-1 = 1,25$ wat afwijkt van de waarde van 1,15 die is aangehouden en bovendien een hoge 2^e orde factor is voor een toren van 150m.
- Verderop in de berekening wordt in bijlage 7 een handberekening uitgevoerd. Hierin wordt een vervorming belastinggeval wind x-richting van 325mm berekend. Deze is 25% hoger dan de eerder bepaalde waarde op pagina 57. Bovendien zijn in deze berekening de palen direct onder de tafelpoten geschematiseerd, terwijl het zwaartepunt van de palen terug ligt tov het hart van de poten. De bepaalde vervorming is daarnaast nog zonder de vervorming uit geometrische imperfecties, scheefstand en tweede ordefactor al hoger dan de $w_{\text{max;totaal}} = 298\text{mm}$.

4.2 De resultaten van de (deel)berekeningen spreken elkaar tegen en de uitgangspunten zijn niet eenduidig doorgevoerd. Gevraagd is om duidelijkheid te geven in de uitgangspunten die ten grondslag liggen aan de berekening en inzicht te geven hoe de berekeningen van de UGT en BGT zijn opgebouwd.

In de memo van 5 september 2018 wordt geen duidelijkheid gegeven over alle hierboven gegeven uitgangspunten die met elkaar in tegenspraak zijn.

Inmiddels is door nadere toelichting meer duidelijkheid over de uitgangspunten. Deze vraag is hiermee voor deze fase voldoende beantwoord

4.3 Uit de berekeningen lijkt een hoge 2^e orde factor van 1,25 te volgen. Gevraagd is inzicht te geven waardoor deze hoge factor wordt veroorzaakt en te onderbouwen dat de kans de tweede orde factor zeker niet hoger zal zijn voldoende klein is. Het gewicht van het gebouw is 30% bijgesteld naar beneden. Deze waarde kwam uit de zettingsberekening. Wordt de zettingsberekening nog bijgesteld? In de memo van 16 september is aangegeven dat door Geobest met de juiste waarde is gerekend. Deze vraag is hiermee voldoende beantwoord.

4.4 Uit de berekeningen lijkt voor de BGT een horizontale totaalvervorming te volgen die niet voldoet aan de grenswaarde van $h/500$. Gevraagd is de vervorming inclusief scheefstand, geometrische imperfecties en 2^e orde te bepalen en te toetsen aan de grenswaarde.

In de memo van 5 september 2018 geeft Pieters aan dat de toets van de vervorming $h/500$ een richtlijn is om tot een veilig ontwerp te komen. Het is niet duidelijk wat hiermee wordt bedoeld. De toets van de vervorming betreft juist geen veiligheid, maar bruikbaarheid (grotere vervorming kan leiden tot bouwkundige schade). Wordt het gebouw getoetst op een horizontale vervorming door wind of niet?

In de memo van 16 september is aangegeven dat wordt ontworpen op de maximale uitbuiging van $1/500$ van de hoogte. De berekening hiervan met de juiste funderingstijfheid volgt nog.

Voor de berekening van de stabiliteit worden vloeren en kolommen meegenomen. Het raamwerk van vloeren en wanden werkt samen met de kern. In de aansluiting van de kolom op de vloer zal lokaal een vervorming optreden die de effectiviteit van de portaalwerking beïnvloed.

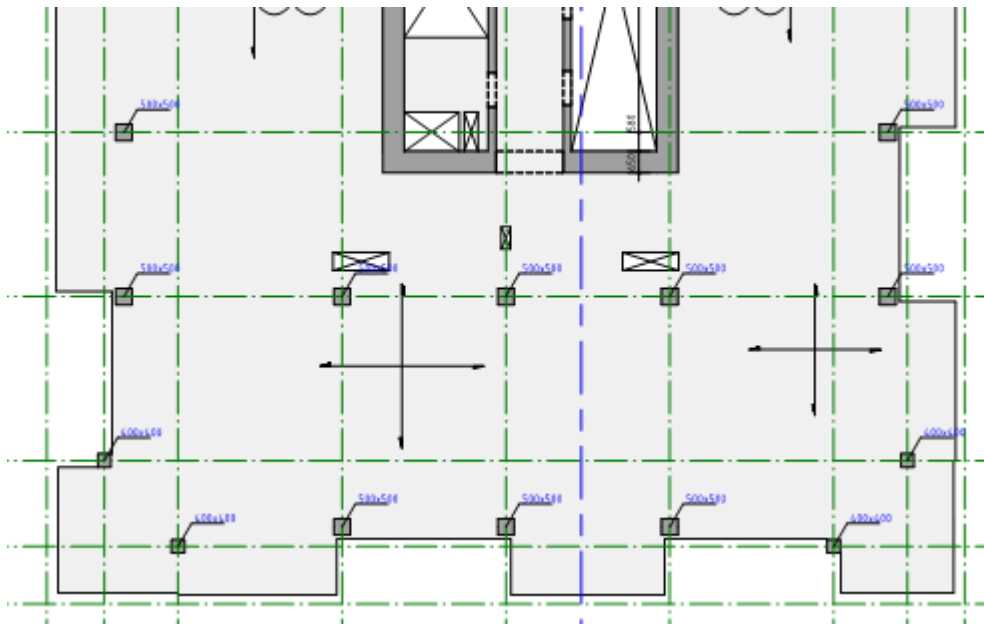
4.4 Wat is de bijdrage van het raamwerk van vloeren en kolommen aan de totale stabiliteit?

In de memo van 5 september 2018 geeft Pieters aan dat de bijdrage van het raamwerk van kolommen en vloeren is bijgesteld van 35% naar 5 a 10%. Zie vraag 4.7.

4.5 Gevraagd is inzicht van de modellering van de aansluiting van de vloer op de kolommen.

De aansluiting is scharnierend. Deze vraag is hiermee beantwoord.

De vloeren zijn onderhevig aan krachten uit verkortingsverschillen tussen kern en kolommen en andere dan constructieve zaken. Bijvoorbeeld zijn op dit moment vloersparingen voorzien die ongunstig zijn voor de werking van het portaal. Zie onderstaand vloerfragment. De sparingen zijn nu niet meegenomen in de modellering.



4.6 Hoe wordt de benodigde bijdrage van de vloer op de stabiliteit gewaarborgd gedurende het vervolg van het project?

Dit onderdeel wordt later uitgewerkt.

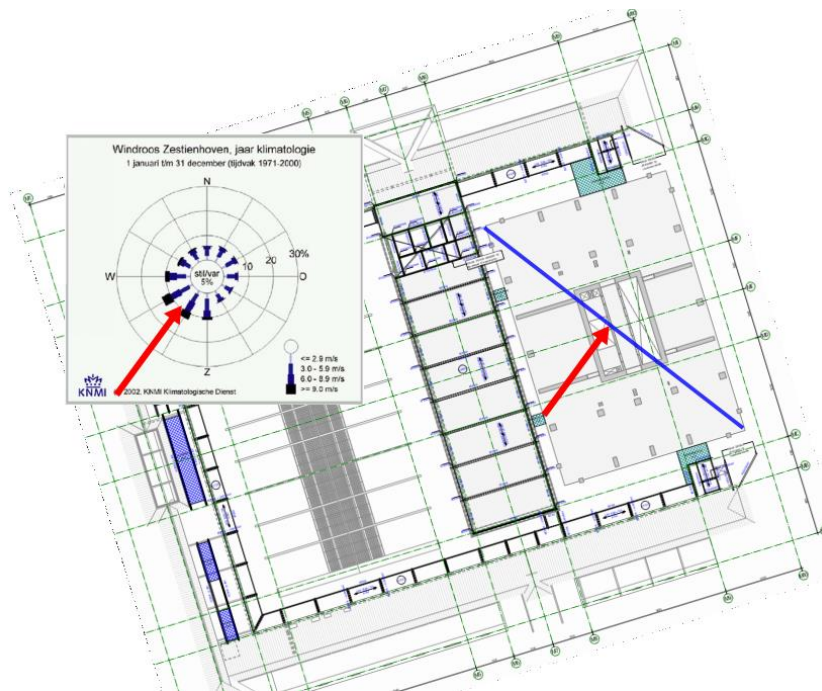
In hoofdstuk 5.4 van de hoofdberekening wordt ingegaan het verticale vervormingsverschil van kern en kolommen.

4.7 Zijn de inklemmingsmomenten in de kern als gevolg van de vervormingsverschillen, verticale belasting op de vloer en portaalwerking voor stabiliteit opneembaar op de hoeken van de kernen?

Er wordt gesteld dat zowel de kolommen scharnierend aansluiten op de vloer, als de vloer op de kern. In dat geval is het raamwerk van kolommen en vloeren statisch bepaald en kan het geen bijdrage leveren aan de stabiliteit (zie vraag 4.4). Gevraagd wordt een nadere toelichting.

In de memo van 16 september is een nadere toelichting gegeven op de wijze waarop kolommen en vloeren bijdragen aan de stabiliteit. Deze is sterk afhankelijk van de detaillering van de aansluiting van vloer op kern. De detaillering en grootte van de krachten wordt in een vervolgfase verder uitgewerkt.

Voor de controle van de maximale vervorming onder windbelasting zijn slechts de afzonderlijke windrichtingen om de hoofdassen van de draagconstructie beschouwd. Gezien de oriëntatie van het gebouw (ZW heeft het grootste aangewaarde oppervlakte) zal wind in de diagonale richting maatgevend zijn.



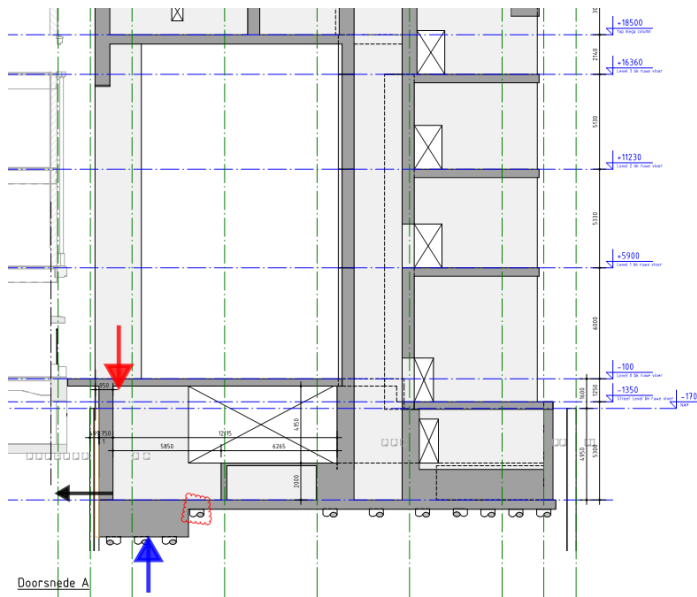
4.8 *Gevraagd is een beschouwing van de vervormingen onder windbelasting waarbij rekening wordt gehouden met de geometrie van het gebouw en de geometrie van het stabiliteitssysteem.*

De windtunnelresultaten zullen uitsluitsel geven over de windbelastingen in verschillende orientatierichtingen.

4.9 *Conform NEN1991-1-4 zou ook een asymmetrische windbelasting moeten worden beschouwd. Is deze belastingsituatie bekeken?*

De windtunnelresultaten zullen uitsluitsel geven over de windbelastingen in verschillende orientatierichtingen.

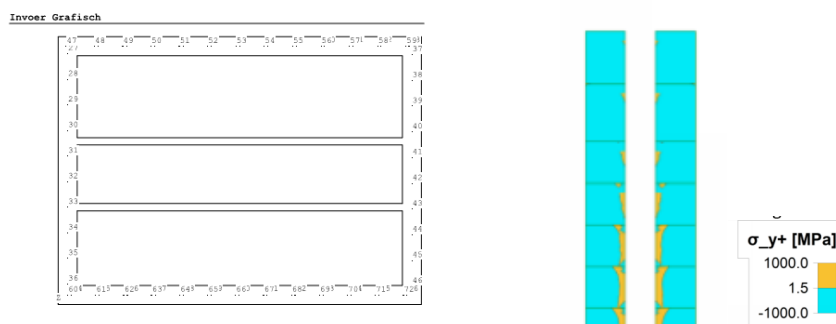
De tafelconstructie wordt belast door excentriciteiten uit de fundering. Hierdoor worden grote krachten geïntroduceerd in de constructie. De aangehouden Elasticiteitsmodulus voor de UGT lijkt hoog (27.500 N/mm^2) aangezien voor een groot deel van de belasting permanent aanwezig is en dus aan kruip onderhevig is.



4.10 *Gevraagd is inzicht in het aandeel van wind- en permanente belasting in de poten van de tafelconstructie en een onderbouwing van de aangehouden E-modulus voor de verschillende belastingsituaties.*

Deze vraag zal in een vervolgfase worden beantwoord.

Voor de bepaling van de buigstijfheid van de kern zijn de sparingen niet meegenomen. Uit de spanningsfiguur is af te lezen dat de doorsnede door de verzwakking van de sparingen niet vormvast is zoals aangenomen bij het bepalen van de buigstijfheid



4.11 *Gevraagd is inzicht in de invloed van de sparingen op de buigstijfheid van de kern. Bij het bepalen van de buigstijfheid van de kern is aangenomen dat de kern als 1 doorsnede werkt. In werkelijkheid zijn dit twee kerndelen die deels onafhankelijk van elkaar bewegen. In de twee kerndelen zullen de trekspanningen aanmerkelijk hoger zijn dan nu is aangenomen voor het bepalen van de E-modulus.*

Per e-mail heeft Pieters hierop 17 september als volgt op gereageerd:

'Wij hebben de krachten in de afzonderlijke kerndelen nader bekeken.

De door jou getekende spanningen in de kerndoorsneden zoals in het onderstaande bericht aangegeven begrijpen we en vinden we ook terug in het rekenmodel. Ik begrijp dat met de E-bepaling via de MNK diagrammen een deel van de trekspanningen in de UGT genegeerd wordt en we kunnen dit nader controleren door de kerndelen afzonderlijk te toetsen op de combinatie moment en trekspanningen (voor het getrokken deel van de kern). Mocht hieruit een reductie van de stijfheid volgen, dan verwerken we dit in de berekeningen. Hoewel we verwachten dat de stijfheidsreductie beperkt is en dat de impact op de UGT berekeningen beperkt blijft.'

Deze vraag wordt in een vervolgfase beantwoord.

In de hoofdberekening wordt onder hoofdstuk 1.3 aangegeven in de berekening nog een aantal ontwerpuitgangspunten moet worden verwerkt.

De impact van de lateihoogten in de kern zal invloed hebben op de horizontale stijfheid van het gebouw. In de berekening is een lateihoogte van 700mm aangehouden er wordt aangegeven dat de lateihoogte zal worden verminderd tot 650mm. Dit geeft al een stijfheidsreductie van 25%. Bij deze hoogte zal de vrije doorgang in de sparing met 90mm afwerking 2280mm zijn en niet voldoen aan de minimale vrije hoogte van 2300mm. Rekening houdend met de toleranties en de plaatsingsruimte van een kozijn zal de lateihoogte nog verder worden gereduceerd.

4.12 Wat is de lateihoogte en wat is de impact hiervan op de stijfheid van de kern?

Deze vraag zal in een vervolgfase worden beantwoord.

5 Beoordeling overige aspecten toren

Voor de wanden op de woonlagen wordt gerekend met $0,4 * 1,2 = 0,48 \text{ kN/m}^2$. Dit lijkt relatief laag gezien het feit dat de woning scheidende wanden hier ook onder vallen.

*5.1 Gevraagd is inzicht in het toepaste gewicht van de binnenwanden.
Deze vraag is voldoende beantwoord.*

Op pagina 56 wordt aangegeven dat de vloerranden 115mm doorbuigen als gevolg van het gewicht van de gevel. Dit wordt gecompenseerd door de vloeren op te zetten. Dit lijkt niet realistisch.

*5.2 Gevraagd is inzicht in de gevelbelasting en hoe deze wordt afgedragen.
De gevelbelasting is bijgesteld van 9,6 kN/m naar 4,5 kN/m. De berekening van de vervorming volgt in de vervolgfase.*

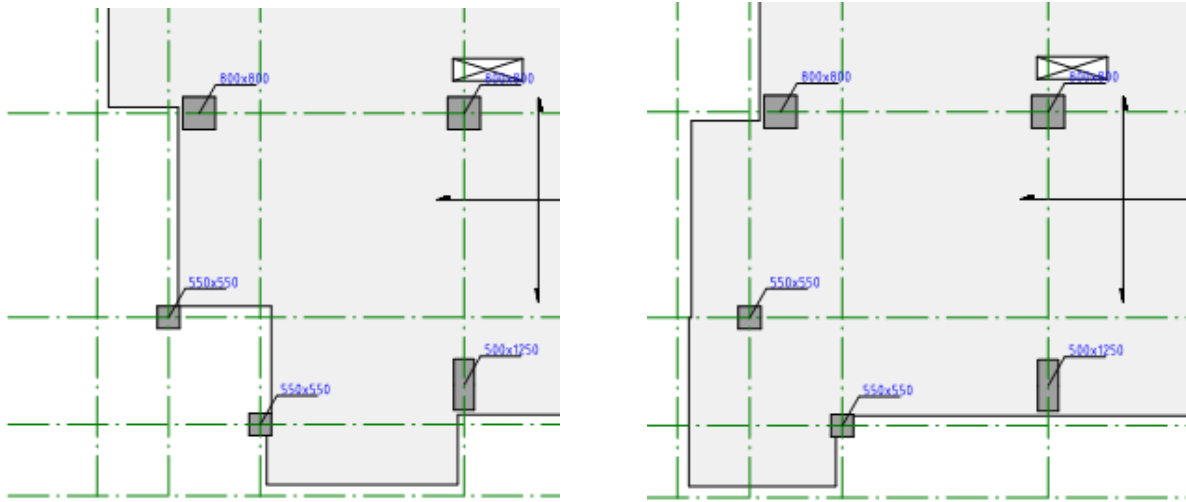
De vloeren zijn relatief dun. Er wordt aandacht besteedt aan het verloop van leidingen en afschot van de rioleringen. Veelal vraagt het sprinklernet nog ruimte.

*5.3 Is er voldoende hoogte in de vloer beschikbaar voor alle leidingwerk?
Deze vraag is voldoende beantwoord.*

Er worden zeer dikke betonconstructies toegepast. De hoge eisen die zijn gesteld aan de stijfheid van de elementen zullen ook moeten worden gerealiseerd. Het onder controle houden van de temperatuur bij verharding en het voorkomen van krimpscheuren zal de nodige impact hebben op planning en uitvoering en mogelijk het ontwerp.

*5.4 Hoe wordt de hoge vereiste materiaalkwaliteit van de zware betonconstructies gerealiseerd en hoe wordt de kwaliteit gewaarborgd gedurende de uitvoering?
Deze vraag is voldoende beantwoord.*

Kolommen staan naast of tegen de vloer. Het stortgewicht uit de bovenliggende vloer moet worden gedragen door deze vloer.
Links de vloer, rechts de bovenliggende vloer.



5.5 Hoe wordt de belasting op de hoekkolommen in de hoogbouw overgedragen? Is de bouwfase wanneer de bovenliggende vloer wordt gesteund maatgevend? Deze vraag is voldoende beantwoord.

6 Beoordeling monument en interactie tussen toren en monument

In de berekening van de bouwkuip wordt door middel van voorspanning in de stempels de buigende momenten in de bestaande palen gereduceerd. Door de voorspanning neemt de vervorming in de palen af met ca 20% tot 25mm en neemt het buigend moment af met 70% tot 5 kNm. Aangezien de paal een elastisch gedrag heeft is een evenredigheid tussen vervorming en optredend moment te verwachten

6.1 Gevraagd wordt een nadere toelichting op de berekening van het buigend moment in de bestaande houten palen.

Deze vraag is voldoende beantwoord.

Ten behoeve van de bouwput van de nieuwbouw wordt een palenrij van het monument verwijderd.

6.2 Gevraagd wordt evenwicht aan te tonen van de fundering van het moment daar waar de palenrij wordt verwijderd.

In overleg is aangegeven dat een palenrij niet wordt meegerekend, omdat hier de damwand zo dichtbij staat dat het draagvermogen van de palen niet kan worden gegarandeerd. Deze palenrij wordt nu toch meegerekend. Graag duidelijkheid over de uitgangspunten.

In de memo van 17 september wordt deze vraag voldoende beantwoord.

In februari 2010 is door Fugro een analyse van de bestaande fundering gemaakt. Fugro concludeert hierin:

Er is echter vrijwel geen reserve voor het verhogen van de belasting op de fundering. Zowel de maximale geotechnische draagkracht als de maximale materiaaldraagkracht van de paalpunten worden in de huidige situatie reeds benaderd. Geadviseerd wordt om eventuele belastingverhogingen tot enkele procenten te beperken.

In de transformatie van het postkantoor is voorzien in het toevoegen van een extra verdieping. Weliswaar wordt aangetoond dat destijds met meer belasting is gerekend dan nu aanwezig is. Het advies van Fugro is echter gebaseerd op de staat van het pand in 2010 en het onderzoek dat heeft aangetoond dat de palen over de buitenste schil tot 20mm zijn aangetast door bacterien

Het toevoegen van een complete extra betonvloer lijkt afgaande op het advies van Fugro risicovol.

6.3 Gevraagd is een onderbouwing waarom - in afwijking van het advies van Fugro uit 2010 - een verdiepingsvloer (in beton) wordt toegevoegd aan het monumentale pand.

In de memo van 5 september 2018 wordt aangetoond dat de permanente belasting op een kritieke as niet toeneemt. Is hiermee voldoende duidelijk dat de (mogelijk aangetaste) palen in staat zijn de belasting in de nieuwe situatie te dragen?

Door Pieters is aangegeven dat in lijn met de rapportage van Fugro de permanente belasting op de funderingspalen niet toeneemt. Deze vraag is hiermee voldoende beantwoord.

De uitvoeringswijze van de nieuwe putten door de bestaande keldervloer is summier beschreven. Er worden meerdere opties genoemd. Gezien de aanwezigheid van de bestaande palen lijken bodeminjectie en jetgrouten extra gewicht aan de bestaande palen te worden aangebracht. Er worden bestaande palen afgezaagd om de put te maken, terwijl niet duidelijk is of de belasting uit deze palen kan worden herverdeeld naar andere palen.

6.4 Gevraagd wordt naar een omschrijving van de uitvoering van de diverse putten en onderbouwende ontwerpberekeningen.

Deze vraag wordt in een vervolgfase beantwoord.

De noodoverlaten van de toren lozen op het bestaande dak. De noodoverlaten van de bestaande daken lozen naar het lager gelegen bestaande dak in het midden.

6.5 Zijn de bestaande daken in staat het water uit de noodoverlaten van het bestaande gebouw en de toren af te voeren?

Deze vraag is voldoende beantwoord.

Ter plekke van de toren kunnen hoge windsnelheden optreden. De wind zal van hoger tegen de toren naar beneden worden gestuwd op het dak van het bestaande monument.

6.6 Zijn er voorzieningen genomen om de valwind langs de toren op te vangen? Zo niet is er gekeken naar de capaciteit van het dak van het monument onder verhoogde windbelasting?

Deze vraag wordt in een vervolgfase beantwoord.