

## Memo

**Bestemd voor:** Zonneveld Ingenieurs  
**Betreft:** Reactie Pieters op CC3 toets Zonneveld Ingenieurs  
**Opgesteld door:** S. van Eck, A. Middeldorp, C. Braendstrup, R. Wassenaar, R. Doomen  
**Kopie aan:** Drees & Sommer, Geobest

■ Datum: 5 september 2018

■ Project: Post, Rotterdam

■ Betreft: Reactie Pieters op CC3 toets  
Zonneveld Ingenieurs

■ Ref.: M-316125-DD-101

Deze memo betreft de reactie van Pieters Bouwtechniek op de CC3 toets van Zonneveld Ingenieurs op de constructieve stukken voor Post Rotterdam. Op 10 augustus 2018 is reeds een eerste reactie verstrekt. Deze reactie is in deze memo opgenomen en aangevuld.

Op de volgende pagina's is de reactie van Pieters Bouwtechniek per gestelde vraag opgenomen. De reactie is per vraag genummerd, overeenkomend met de nummering gehanteerd in de CC3 toets van Zonneveld Ingenieurs. Voor een aantal punten is een nadere toelichting opgenomen in de bijlagen bij deze memo.

Deze reactie is ook verstuurd aan Zonneveld Ingenieurs en meegenomen in de faserapportage van Zonneveld.

### Bijlagen:

- 1 Schoorstanden palen
- 2 Beschouwing invloed kruip op stijfheid kern
- 3 Beschouwing windrichtingen
- 4 Gewicht binnenwanden
- 5 Overzicht gevelbelasting
- 6 Globale krachtsverdeling
- 7 Gewichtsberekening middenbeuk monument t.p.v. aansluiting toren

Hoofdstuk	#	Vraag	Antwoord
Beoordeling ontwerp fundering toren	3.1	Is de uitvoerbaarheid van het heiwerk en dan met name de verdichting in de eerste en tweede zandlaag beschouwd?	Is beoordeeld door de uitvoerende partij (Fundex). Zie ook reactie Geobest.
	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?	Is beoordeeld door de uitvoerende partij (Fundex). De scheefstand van de casing in combinatie met de uit te voeren las is een onderwerp dat wij nog nader onder de aandacht zullen brengen bij de uitvoerende partij. Dit zullen wij doen door dit als risico te benoemen in de risicoanalyse zodat bij de uitwerking e.e.a. niet wordt vergeten. Zie ook reactie Geobest.
	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?	Schoorstand is niet om domp te beperken. Scheefstand is om de uitvoering van de palen mogelijk te maken; dit is gedaan i.o.m. de leverancier (Fundex) om de risico's te beperken. Dit staat tevens in de risicoanalyse beschreven. Diverse stijfheidsanalyses laten zien dat beperkte herverdeling mogelijk is in de funderingsconstructie. Er is gerekend met herverdeling tussen groepen van palen op basis van veerstijfheid van de palen.  In de detailleringfase zullen we mogelijke oplossingen op voorhand onderzoeken om extra palen aan te brengen wanneer er iets in het heiwerk tegenvalt. Dit wordt opgenomen in de risicoanalyse.
	3.4	Waarom is het palenplan niet ontworpen op de minimale hoh afstand van 2,15 m uit het funderingsadvies?	De analyse van de paalpuntposities is terecht. De paalpunten moeten minimaal 2,15 m uit elkaar staan.  De paalpuntposities, schoorstanden en totale horizontaalkracht zijn uitgezocht. De schoorstanden zijn zodanig bepaald dat er voldoende ruimte is voor de opvang van scheefstanden. Tevens zijn de schoorstanden zodanig bepaald dat er horizontaalevenwicht is. Zie bijlage 1. Deze aanpassingen zijn verwerkt op tekening (set 12 september).
	3.5	De schematisering van een starre horizontale steun voor de palen geeft een onjuist beeld van de krachtswerking. Gevraagd wordt een nadere toelichting op de gekozen schematisering en inzicht in de impact op de constructie van een meer reële aanname.	De exacte horizontale veerstijfheid en stijfheidsverdeling wordt in detail bepaald door Geobest in de detailleringfase. Deze wordt door ons verwerkt in de detailberekeningen. Een controle met een beperkte horizontale veerstijfheid (ca. 1/10 van de verticale stijfheid) is door ons uitgevoerd en geeft het beeld dat de horizontale belasting zich evenredig verdeelt over de palen. De krachtswerking verandert hierdoor niet.  In de begeleidende tekst staat dat er "grote horizontaalkrachten worden verwacht als gevolg van de excentriciteiten die nu niet optreden in het model". Dit klopt naar ons idee niet. De excentriciteiten in de fundering zijn beperkt en resulteren in buigende momenten in de funderingsbalken. De schoorstanden zijn uitsluitend bedoeld om de uitvoering van de palen mogelijk te maken, niet om horizontaalbelastingen op te nemen.
	3.6	Gevraagd is een reactie of de poeren en damwanden zonder consequenties kunnen worden aangepast.	Op 2 posities lijkt inderdaad dat de palen de damwanden raken, wanneer gerekend wordt met de paalpunt. De afstand tussen hart damwand – zijkant gevel moet minimaal 500 mm bedragen volgens de rapportage van Geobest. Langs de randen van de korte kant van de lobby worden de damwanden nog iets naar buiten geschoven. Dit is verwerkt op tekening (set 12 september).  Zodra de exacte inmeting van de bestaande constructie bekend is, wordt de positie van de damwand en de positie van de nieuwe palen geverifieerd. Middels de risicoanalyse is deze actie vastgelegd.

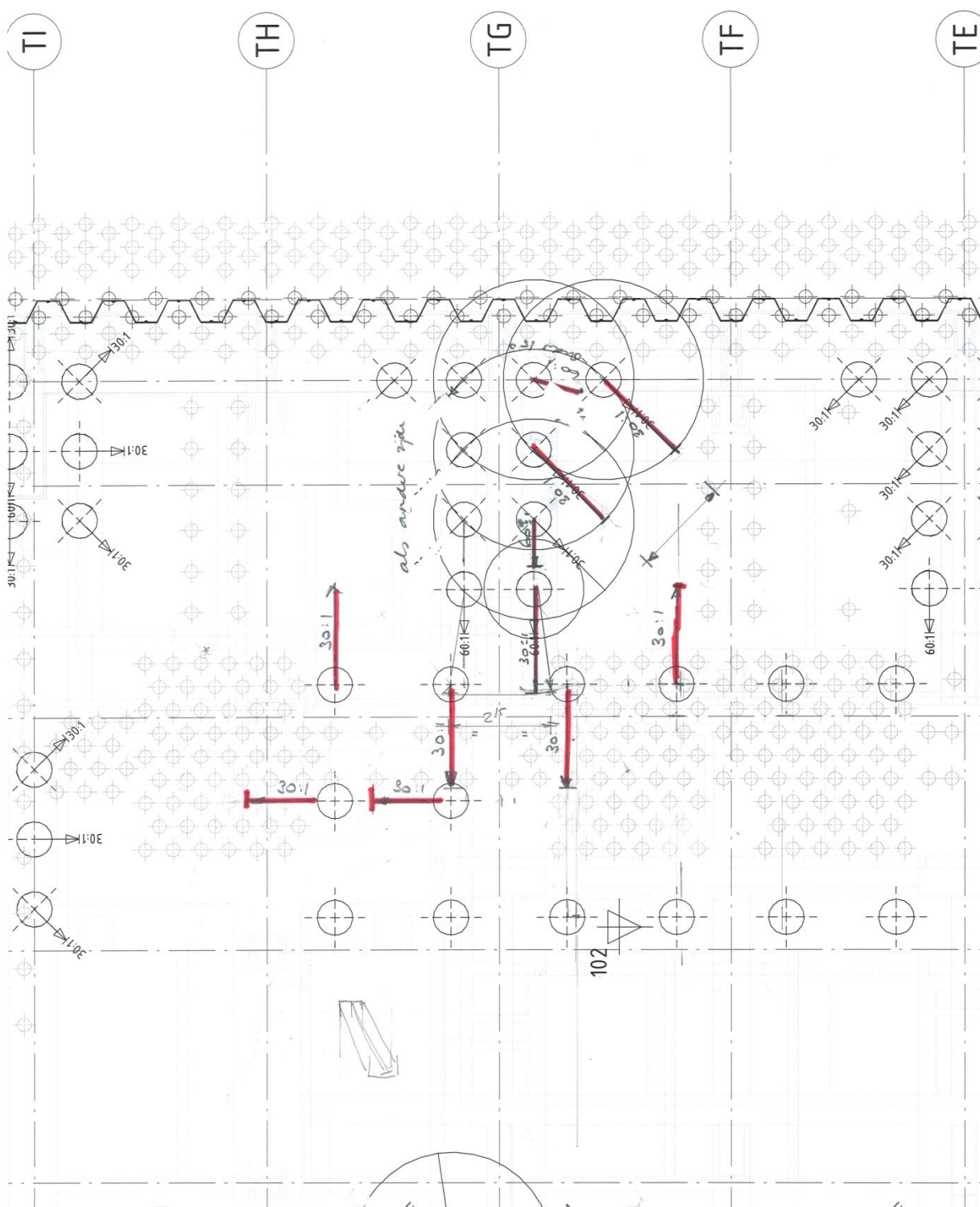
	3.7	Gevraagd is een analyse waarin een te verwachten bandbreedte van de scheefstand van de toren wordt bepaald. Hierin zou het effect van de hoge stijfheid van de palen uit de schachtwrijving pessimistischer kunnen worden ingeschat. Tevens is van belang dat voor een lange duurbeschouwing kruip van de betonconstructie in rekening wordt gebracht.	<p>Met betrekking tot het lange duur effect is de betonconstructie doorgerekend met een veerstijfheid voor alle palen van 168.000 kN/m1. Deze waarde is afkomstig uit de rapportage van Geobest (gebaseerd op de berekende eindzetting door Geobest van 41 mm bij een belasting van ca. 7000 kN).</p> <p>De scheefstand van de toren bedraagt 42 mm in onze berekeningen. Wanneer wordt gerekend met een veerstijfheid voor alle palen van 168.000 kN/m1, resulteert dit in een verschil in scheefstand van minder dan 10%. Dit ligt in dezelfde orde als de berekende waarde van Geobest (ca. 46 mm bij een gebouwhoogte van 150 m).</p> <p>Voor de stijfheid van de kern is uitgegaan van een Technosoft MN-kappa doorsnede-berekening waarin de geometrie (incl. sparingen) en wapening in de kerndoorsnede is meegenomen. Voor de 6 gedefinieerde zones van de bovenbouw is steeds op basis van het maximale buigende moment in de doorsnede de E-modulus bepaald. De invloed van kruip op de E-modulus is apart beschouwd aan de hand van de Eurocode; zie bijlage 2 voor een overzicht hiervan.</p> <p>Met deze stijfheid (incl. kruipeffecten) is de 2e orde factor opnieuw bepaald. Tevens is, als gevoeligheidsanalyse, de 2e orde factor bepaald bij een stijfheid 20% lager dan de stijfheid inclusief het lange duur effect.</p> <p>Bepaalde 2e orde factoren: Stijfheid 100%: 1,137 Stijfheid 80%: 1,155 Dit is ons inziens een zeer acceptabel resultaat.</p>
	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.	De veerstijfheid van de palen is berekend door Geobest met het programma D-Foundation. De windbelastingen worden grotendeels in de bovenste zandlaag opgenomen. Door Geobest is een nadere reactie op de berekening van de veerstijfheid gegeven.
<b>Beoordeling stabiliteitssysteem toren</b>	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.	De complexe werking van de constructie hebben we handmatig gecontroleerd. Hierin zijn een aantal onderdelen gecontroleerd. In de rapportage is deze handcontrole opgenomen. Gecontroleerd zijn de paalreacties voor een enkele poer, de buigende momenten aan de bovenzijde van de tafelconstructie en het tweede orde effect. In de bijlage is een aanvullend overzicht toegevoegd van de globale krachtsverdeling.
	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.	<p>In R-316125-BA-102-NL Hoofdstuk 5.1 worden de diverse modellen beschreven en welke E-moduli hiervoor worden aangehouden.</p> <p>In hoofdstuk 5.2 en 5.7.1 wordt beschreven dat de kern in de BGT ongescheurd blijft. Wanneer de ongescheurde stijfheid van de kern wordt berekend (BGT), resulteert dit in hogere waardes dan 30.000. Zie ook bijlage 2. Een E-modulus van 30.000 geldt dus als veilige ondergrens.</p>
	4.3	Uit de berekeningen lijkt een hoge 2e 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 ordefactor zeker niet hoger zal zijn voldoende klein is.	<p>2e orde factor is berekend met een te hoog gewicht van de toren (1300 MN). Deze waarde komt uit het rapport van Geobest en is de totale maximale gesommeerde belasting op de fundering, niet het gewicht van de toren. Deze is door Geobest bepaald door het aantal palen te vermenigvuldigen met de maximale paalbelasting. De maximale paalbelasting is de omhullende van alle UGT combinaties (o.a. wind in positieve x en y richting, negatieve x en y richting). De 2e orde factor zit hier ook al in verdisconteerd.</p> <p>Het daadwerkelijke gewicht van de toren (in de UGT; <math>1,5 \cdot (EG+PB) + 1,65 \cdot \psi_0 \cdot VB</math>) bedraagt 986 MN.</p>

	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 2e orde te bepalen en te toetsen aan de grenswaarde.	De waarde van $1/500$ is naar ons insziens een richtlijn die vroeg in het ontwerp aangehouden moet worden om tot een veilig ontwerp te komen. Belangrijker zijn de 2e orde factor en trillingshinder die maatgevend zijn voor hoogbouw.  Er geldt volgens EN 1992-1-1 5.2(3) dat imperfecties niet in beschouwing hoeven te zijn genomen bij de bruikbaarheidsgrenstoestanden.
(let op, opm. 4.4 dubbel gemaakt)	4.4	Wat is de bijdrage van het raamwerk van vloeren en kolommen aan de totale stabiliteit?	Het aandeel van de kolommen in het windmoment is herberekend en bedraagt 5 à 10% van het totale windmoment, in tegenstelling tot de 35% die in het berekeningsrapport vermeld staat.
	4.5	Gevraagd is inzicht van de modellering van de aansluiting van de vloer op de kolommen.	De kolommen in de toren (m.u.v. de megakolommen) worden scharnierend verbonden met de vloeren.
	4.6	Hoe wordt de benodigde bijdrage van de vloer op de stabiliteit gewaarborgd gedurende het vervolg van het project?	De vloeraansluiting met de kern is in het rekenmodel scharnierend aangesloten. De krachten die door de vloeraansluiting ter plaatse van de kern worden gevoerd zijn beperkt.  In de detailleringsfase wordt dit uitgewerkt op tekening en wordt een toetsingsprotocol vastgesteld. In overleg met de aannemer wordt bepaald hoe we de zekerheid van deze aansluiting goed kunnen garanderen tijdens de uitvoering.
	4.7	Zijn de inklemningsmomenten in de kern als gevolg van de vervormingsverschillen, verticale belasting op de vloer en portaalwerking voor stabiliteit opneembaar op de hoeken van de kernen?	De vloer-wand aansluiting zal scharnierend uitgevoerd worden. De bijdrage van de vloeren en kolommen op het stabiliteitssysteem wordt gerealiseerd door het overbrengen van dwarskracht. Op dit punt zullen wij aandacht besteden aan de detaillering van de wapening. I.o.m. de aannemer wordt een efficiënte wijze gekozen voor de aansluiting van de vloeren op de kern. Dit is afhankelijk van de uitvoeringsmethode die door de aannemer wordt gehanteerd.
	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.	ZW heeft inderdaad het grootste aangewaarde oppervlak (20% groter dan de maatgevende richting die nu is beschouwd), maar de krachtcoëfficiënt die voor een diagonale rechthoek aan moet worden gehouden is beduidend lager dan wind die loodrecht op de gevel waait (ca. 1,2 versus de 1,59 die nu is aangehouden). Hierdoor is deze richting niet maatgevend voor de totale resultante windbelasting op de toren. Zie bijlage 3 voor een schetsmatige toelichting.  De krachtswerking in de toren ten gevolge van een schuine windbelasting of van een combinatie van de hoofdrichtingen zal in detail worden geanalyseerd wanneer de resultaten van het windtunnelonderzoek beschikbaar zijn.
	4.9	Conform NEN1991-1-4 zou ook een asymmetrische windbelasting moeten worden beschouwd. Is deze belastingsituatie bekeken?	Deze belastingsituatie zal in de detailleringsfase worden bekeken. Voor de globale krachtswerking van de toren is deze belastingsituatie niet maatgevend.
	4.10	Gevraagd is inzicht in het aandeel van wind- en permanente belasting in de poten van de tafelconstructie en een onderbouw van de aangehouden E-modulus voor de verschillende belastingsituaties.	De krachten in de poten van de tafelconstructie ten gevolge van de verschillende belastingsgevallen zijn te vinden vanaf pagina 66 van bijlage 9 van het berekeningsrapport (R-316125-BA-102). Tevens is een overzicht gegeven in bijlage 6 van dit document.  De aangehouden E-modulus voor deze elementen is ingeschat. In de detailleringsfase worden nadere berekeningen gemaakt voor de diverse elementen. Deze waarden zullen we controleren aan de hand van de optredende momenten in combinatie met de toegepaste wapening.  In de fundering is wel een lagere E-waarde aangehouden.
	4.11	Gevraagd is inzicht in de invloed van de sparingen op de buigstijfheid van de kern.	De buigstijfheid van de kern in dit Scia-model is berekend m.b.v. een Technosoft MN-kappa doorsnede-berekening (zie ook punt 3.7). In deze berekening zijn de sparingen in de kern meegenomen. Dit is gedaan door ter plaatse van de sparingen een dunne, ongewapende schil mee te nemen. Hiermee wordt de buigstijfheid van de kern bepaald. De afschuifstijfheid van de kern incl. sparingen is meegenomen in het berekeningsmodel, door de sparingen mee te modelleren.

	4.12	Wat is de lateihoogte en wat is de impact hiervan op de stijfheid van de kern?	<p>Er is gerekend met een lateihoogte van 650 mm. De stijfheid van de lateien neemt inderdaad met 25% af ten opzichte van een lateihoogte van 700 mm, echter volgt uit de MN-kappa berekening dat de aangenomen E-modulus van 6000 N/mm<sup>2</sup> lager is dan de daadwerkelijke E-modulus.</p> <p>Er vindt nog afstemming plaats over de hoogte van de lateien t.a.v. de bouwkundige detaillering. De huidige buigstijfheid van de lateien in het model is een ondergrens en daarmee een veilige inschatting.</p>
Beoordeling overige aspecten toren	5.1	Gevraagd is inzicht in het toepaste gewicht van de binnenwanden.	<p>Er is gerekend met een gewicht &lt; 3 kN/m<sup>1</sup>. Voor scheidingswanden met een eigen gewicht &gt; 2 ≤ 3,0 kN/m<sup>1</sup> geldt qk = 1,2 kN/m<sup>2</sup> (EN 1991-1-1 art. 6.3.1.2(8)). In de Nationale Bijlage staat: deze bepaling impliceert dat ook de partiële factoren, ψ-factoren en de α-reductiefactor van toepassing zijn op deze lichte scheidingswanden.</p> <p>Er is een controleberekening gemaakt waarin de totale wandlengte is bepaald per verdiepingsvloer; zie bijlage 4.</p>
	5.2	Gevraagd is inzicht in de gevelbelasting en hoe deze wordt afgedragen.	<p>Een overzicht van de gerekende gevelbelasting is opgenomen in bijlage 5. N.B. Deze gevelbelasting (4,5 kN/m<sup>1</sup>) ligt lager dan de eerder aangenomen belasting (9,6 kN/m<sup>1</sup>) in R-316125-BA-102-NL bijlage 3, welke nog gebaseerd was op het gevelontwerp uit een vorige fase. Sinds het opstellen van dat rapport is de materialisering van de gevel verder uitgewerkt.</p> <p>Met deze lagere gevelbelasting is de vervorming van de hoekpunten ook lager dan eerder berekend. Voor de uitkringen blijft de vervorming een kritisch punt; hier zal dan ook rekening mee worden gehouden in de uitvoering. In de detailleringsfase wordt de wapening uitgewerkt en wordt ook de vervorming nader getoetst.</p>
	5.3	Is er voldoende hoogte in de vloer beschikbaar voor alle leidingwerk?	<p>De uitwerking van de installaties heeft een blijvende aandacht van Pieters. In het voorontwerp zijn de eisen ten aanzien van de installaties vastgelegd in een memo die opnieuw in delen is toegevoegd in het uitgangspuntenrapport. Op deze uitgangspunten is het ontwerp getoetst en afgestemd. Deze uitgangspunten worden meegenomen door de overige partijen en ook in de detailleringsfase (als er een installateur bekend is) afgestemd en gecontroleerd.</p>
	5.4	Hoe wordt de hoge vereiste materiaalkwaliteit van de zware betonconstructies gerealiseerd en hoe wordt de kwaliteit gewaarborgd gedurende de uitvoering?	<p>In document R-316125-BA-103-NL-Tweede draagweg en risicoanalyse is aangegeven dat inspecties noodzakelijk zijn tijdens de uitvoering. Tevens zullen, door en in overleg met de uitvoerende partij, werkplannen en uitvoeringsplannen van het betonwerk moeten worden opgesteld. Aan de hand van deze plannen kunnen de inspecties worden uitgevoerd en kunnen de risico's worden beperkt. Zodra de uitvoerende partij bekend is, zal hiervoor de procedure worden opgestart.</p> <p>In de detailleringsfase wordt ook een betontechnoloog betrokken bij de uitwerking.</p>
	5.5	Hoe wordt de belasting op de hoekkolommen in de hoogbouw overgedragen? Is de bouwphase wanneer de bovenliggende vloer wordt gesteund maatgevend?	<p>Voor deze verbinding is voorsnog een aanvullende staalconstructie bedacht. Op de constructietekeningen is hiervan een principe aangegeven. Het stortgewicht wordt opgevangen door een doorgestapelde bekisting (bv. Peri Skydeck).</p>
Beoordeling monument en interactie tussen toren en monument	6.1	Gevraagd wordt een nadere toelichting op de berekening van het buigende moment in de bestaande houten palen.	<p>Het buigende moment in de houten palen is berekend door Geobest. Zie de reactie van Geobest op de gestelde vraag.</p>
	6.2	Gevraagd wordt evenwicht aan te tonen van de fundering van het moment daar waar de palenrij wordt verwijderd.	<p>In tegenstelling tot hetgeen wordt aangegeven in de second opinion, wordt er geen palenrij weggehaald ter plaatse van de aansluiting van het monument met de toren. We hebben een gewichtsberekening gemaakt voor de strook waar de toren aansluit, welke in bijlage 7 is opgenomen. De conclusie is dat de permanente belasting in de nieuwe situatie lager is dan in de bestaande situatie. De rekenwaarde van de paalbelasting is in de nieuwe situatie ook lager.</p>

	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.	Het ontwerppunt is dat de permanente belasting in de nieuwe situatie niet hoger is dan de permanente belasting in de bestaande situatie. De paalbelastingen zijn gecontroleerd voor een kritische as (zie bijlage 7 en punt 6.2). Hieruit blijkt dat de permanente belasting in de nieuwe situatie niet hoger is dan de permanente belasting in de bestaande situatie.
	6.4	Gevraagd wordt naar een omschrijving van de uitvoering van de diverse putten en onderbouwende ontwerpberoeeningen.	In het document "R316125-BA-202A-NL Constructief ontwerp monument" zijn de gewichtsberekeningen uitgewerkt voor de liftputten. Op pagina 7 van dit document is aangegeven dat het uitgangspunt is dat een waterafsluitende laag wordt aangebracht. De aanvullende palen worden aangebracht voordat de bestaande betonvloer wordt gesloopt. De nieuwe liftputten worden verbonden met de bestaande constructie. De exacte werkvolgorde voor het aanbrengen van deze putten wordt bepaald in de detailleringfase waar met behulp van een specialist wordt bekeken wat de beste uitvoeringswijze is voor deze liftputten.
	6.5	Zijn de bestaande daken in staat het water uit de noodoverlaten van het bestaande gebouw en de toren af te voeren?	Het overgrote deel van de bestaande daken hebben een grote dakhelling. Het afvoeren van het water uit de noodoverlaten is geen probleem, maar zal in detail worden uitgewerkt in de detailleringfase in combinatie met de bouwkundige details.
	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 controle wordt door ons uitgevoerd voor de afronding van de volgende fase. Hiervoor hebben we de resultaten van het windtunnelonderzoek nodig.

## Bijlage 1 Schoorstanden palen







## Bijlage 2 Beschouwing invloed kruip op stijfheid kern

De E-moduli die gebruikt zijn voor de kernwanden in het basismodel zijn bepaald op basis van MN-kappa diagrammen. Voor een 6-tal kritieke sneden zijn MN-kappa diagrammen gemaakt, leidend tot verschillende E-moduli voor de zes verschillende kernzones.

Om het effect van kruip mee te nemen, zijn de resulterende E-moduli uit de MN-kappa diagrammen gereduceerd volgens art. 5.8.7.2 (4) (formule 5.27), waaruit de effectieve elasticiteitsmodulus volgt:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef})$$

waarin:

- $E_{cd}$  = rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus. Hiervoor worden de berekende E-moduli (m.b.v. MN-kappa diagrammen) gebruikt.
- $\varphi_{ef}$  = effectieve kruipcoëfficiënt, zie onderstaand:

Bepaling effectieve kruipcoëfficiënt conform art. 5.8.4 (2) (formule 5.19):

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

waarin:

- $\varphi(\infty, t_0)$  is de kruipcoëfficiënt, bepaald volgens NEN-EN 1992-1-1 Bijlage B2
- $M_{0Eqp}$  is het 1<sup>e</sup> orde moment in de quasi-blijvende belastingscombinatie (BGT):  
Quasi-blijvende belastingscombinatie:  $1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot \Psi_2 \cdot Q_k$  met  $\Psi_2 = 0,3$   
Gehanteerde combinatie in basismodel:  $1,0EG + 1,0RB + 0,3/0,4VB(m0) - 1,0GIx$   
N.B. In het basismodel is de veranderlijke belasting als momentaan ingevuld. Geometrische imperfecties zijn in deze combinatie ook meegenomen.
- $M_{0Ed}$  is het 1<sup>e</sup> orde moment in de UGT  
Hiervoor is hetzelfde moment gebruikt als in de MN-kappa diagrammen.

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de berekende E-moduli. In de tabel op de volgende pagina is een volledig overzicht opgenomen van de gehanteerde waarden in de UGT.

De E-moduli voor in de BGT zijn ook bepaald; zie laatste twee kolommen. Hieruit blijkt dat 30.000 als veilige ondergrens kan worden gehanteerd in de BGT voor de ongescheurde kernwanden in het model.

Onderdeel	Beton-kwaliteit	Cement-kwaliteit	ULS				SLS				
			$M_{0Eqp}$	$M_{0Ed}$	$M_{0Eqp}/M_{0Ed}$	Kruipfactor	$\varphi_{eff}$	$E_{cd}$	$E_{cd,eff}$	$E_{cm}$	$E_{cm,eff,ongescheurd}$
			uit Scia			$\varphi(\infty, t_0)$ uitvoer:	formule (5.19)	uit MN-kappa, met $0,8 \cdot M_{Ed}$	$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{eff})$	$E_{cm,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_{eff})$	
<b>Kern met stabiliteitswanden</b>			[kNm]	[kNm]				[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
d = 500 mm/d = 650 mm											
Zone 1	C45/55	CEM 42,5 N	61374	1392259	0,044	1,36 14	0,060	25279	<b>23849</b>	36000	33964
Zone 2	C45/55		55000	1000354	0,055	1,36	0,075	27587	<b>25668</b>	36000	33495
Zone 3	C45/55		44000	644541	0,068	1,36	0,093	30535	<b>27941</b>	36000	32942
<b>Kern zonder stabiliteitswanden</b>											
d = 650 mm			[kNm]	[kNm]				[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Zone 4	C45/55	CEM 42,5 N	33440	429077	0,078	1,34 13	0,104	20166	<b>18259</b>	36000	32596
Zone 5	C45/55		20198	202701	0,100	1,34	0,134	28835	<b>25439</b>	36000	31759
Zone 6	C45/55		8859	58541	0,151	1,34	0,203	30242	<b>25143</b>	36000	29931

### Bepaling E-moduli kern m.b.v. MN-kappa diagrammen

Doorsnede incl. sparingen, op basis van krachten uit DD+ model

X-richting (maatgevende richting)

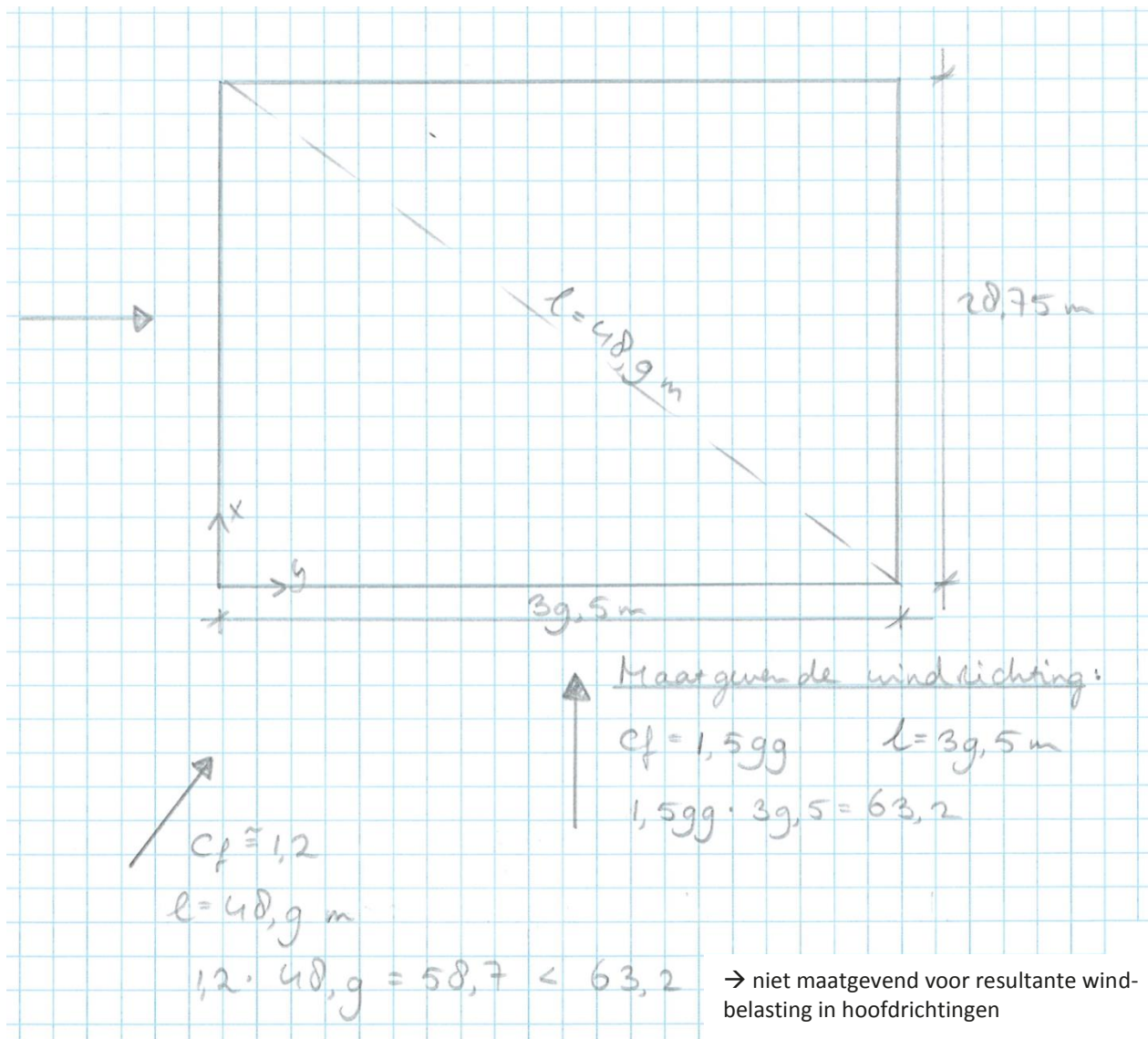
Kern met shear walls	ly incl. sparingen	1,355E+15	mm <sup>4</sup>
	A incl. sparingen	41741000	mm <sup>2</sup>

E-modulus uit MN-kappa diagram					Kruipeffecten					Toegepaste wapening		Betonkwaliteit	
$N_{Ed}$	$M_{Ed}$ excl. 2e orde	$0,8 * M_{Ed}$	EI incl. sparingen, met $0,8 * M_{Ed}$	E = EI/Iy	$M_{0Eq}$	$M_{0Ed}$	$M_{0Eq}/M_{0Ed}$	$\varphi(\infty, t_0)$	$\varphi_{eff}$ (5.19)	$E_{cd,eff}$ E / (1 + $\varphi_{eff}$ )			
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kNm]	-			[N/mm <sup>2</sup> ]			
Zone 1	192942	1392259	1113807	34241437516	25279	61374	1392259	0,044	1,36	0,060	23849	kern Ø16-150; shear walls Ø25-150; boven + onder extra Ø40-150 over ca. 3 m in shear walls	C45/55
Zone 2	163150	1000354	800283	37367721106	27587	55000	1000354	0,055	1,36	0,075	25668	kern Ø16-150; shear walls Ø25-150; boven + onder extra Ø40-150 over ca. 3 m in shear walls	C45/55
Zone 3	127869	644541	515633	41361084849	30535	44000	644541	0,068	1,36	0,093	27941	kern Ø16-150; shear walls Ø25-150; boven + onder extra Ø40-150 over ca. 3 m in shear walls	C45/55

Kern zonder shear walls	ly incl. sparingen	3,38E+14	mm <sup>4</sup>
	A incl. sparingen	28796000	mm <sup>2</sup>

E-modulus uit MN-kappa diagram					Kruipeffecten					Toegepaste wapening		Betonkwaliteit	
$N_{Ed}$	$M_{Ed}$ excl. 2e orde	$0,8 * M$	EI incl. sparingen, met $0,8 * M_{Ed}$	E = EI/Iy	$M_{0Eq}$	$M_{0Ed}$	$M_{0Eq}/M_{0Ed}$	$\varphi(\infty, t_0)$	$\varphi_{eff}$ (5.19)	$E_{cd,eff}$ E / (1 + $\varphi_{eff}$ )			
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kNm]	-			[N/mm <sup>2</sup> ]			
Zone 4	74167	429077	343262	6812303955	20166	33440	429077	0,078	1,34	0,104	18259	alle wanden Ø16-150; boven + onder extra Ø40-150	C45/55
Zone 5	50613	202701	162161	9741078364	28835	20198	202701	0,100	1,34	0,134	25439	alle wanden Ø16-150; boven en onder extra Ø32-150	C45/55
Zone 6	26502	58541	46833	10216301842	30242	8859	58541	0,151	1,34	0,203	25143	alle wanden: Ø16-150	C45/55

Bijlage 3 Beschouwing windrichtingen



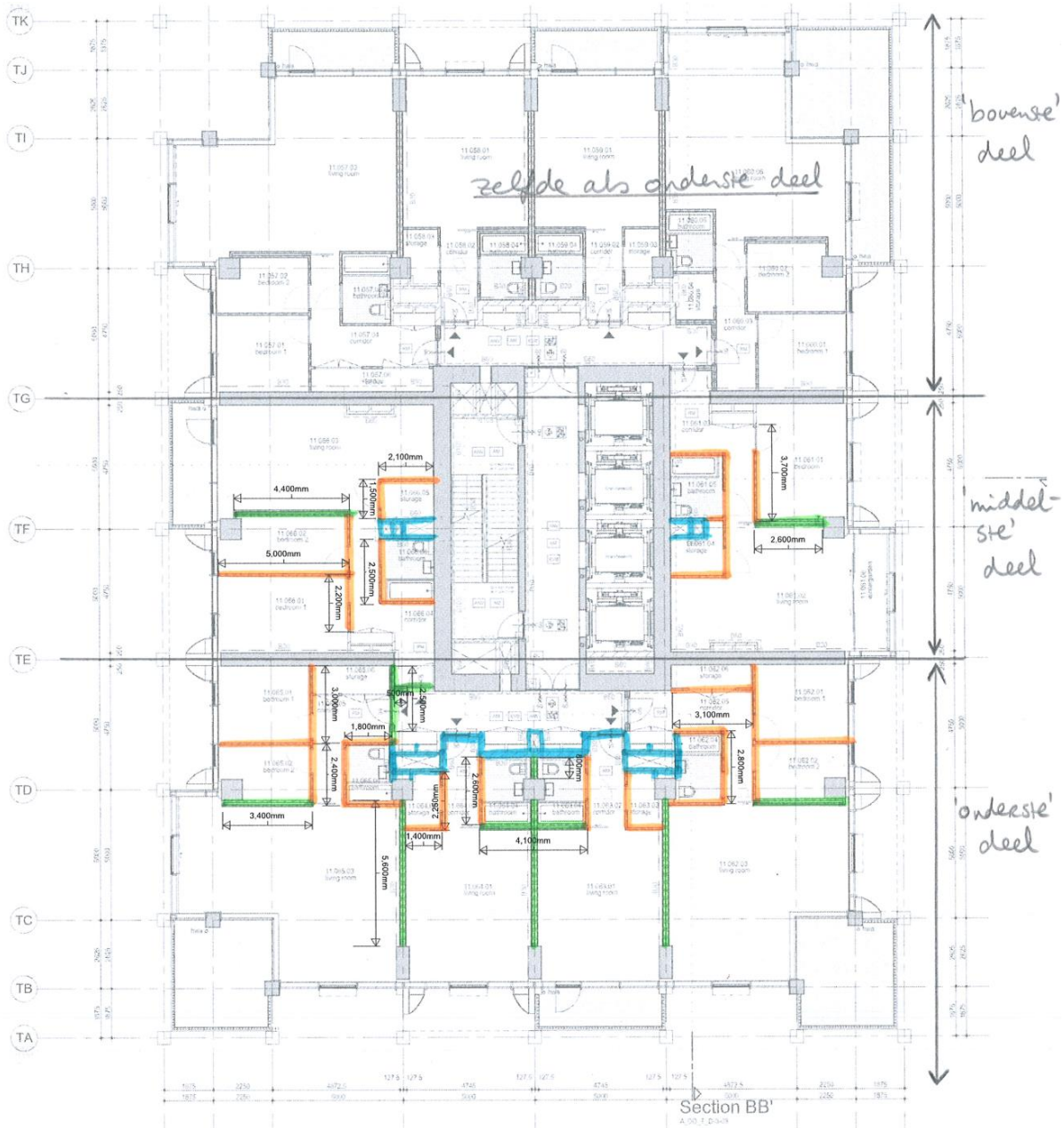
Let op: de waarde 1,2 komt uit buitenlandse normen; de Eurocode schrijft niets voor in deze situatie.

De krachswerking in de toren ten gevolge van een schuine windbelasting of van een combinatie van de hoofdrichtingen zal in detail worden geanalyseerd wanneer de resultaten van het windtunnelonderzoek beschikbaar zijn.

Uit windtunnelonderzoek moet blijken of de huidige aanname voor de krachtcoëfficiënt aan de conservatieve kant is. De verwachting is echter van wel, de krachtcoëfficiënten zijn al beduidend hoger dan wanneer men met lokale drukcoëfficiënten zou werken (dit zou een totale factor geven van ca.  $0,85 \cdot (0,8+0,7)=1,275$ ). Volgens de NTA is werken met krachtcoëfficiënten een veilige bovengrens benadering.

## Bijlage 4 Gewicht binnenwanden

In onderstaande schets zijn de binnenwanden aangegeven op de plattegrond van de architect.



— lichte scheidingswanden  $\leq 3,0 \text{ kN/m}^1$

— kalkzandsteen binnenwanden

Op basis van de lengte van de binnenwanden is het totale gewicht van de binnenwanden bepaald, en vergeleken met het gerekende gewicht op de verdiepingvloer.

### Totale lengte binnenwanden

Enkele wanden	46	+	46	+	29	=	121 m
Dubbele wanden	32	+	32	+	7	=	71 m
Totaal enkele wanden	121	+	71	x	2	=	263 m
Kzs wanden - 100 mm dik	16	+	16	+	10	=	42 m
Kzs wanden - 214 mm dik	10	+	10			=	20 m

### Resulterende belasting op verdiepingvloer uit binnenwanden

Totaal gewicht binnenwanden	263	x	1,6	=	421 kN
$g = 0,6 * 2,7 = 1,6$ kN/m					
Totaal gewicht kzs wanden 100 mm	42	x	5,0	=	210 kN
$g = 0,1 * 18,5 * 2,7 = 5,0$ kN/m					
Totaal gewicht kzs wanden 214 mm	20	x	10,7	=	<u>214 kN</u> +
$g = 0,214 * 18,5 * 2,7 = 10,7$ kN/m					845 kN

Totaal vloeroppervlakte (gemiddeld, helft uitkragingen gerekend)	26,9	x	37,1	=	998 m <sup>2</sup>
---	------	---	------	---	--------------------

Resulterende belasting op vloer	845	/	998	=	$\frac{q_k}{0,85 \text{ kN/m}^2}$	x	1,65	=	$\frac{q_d}{1,40 \text{ kN/m}^2}$
---------------------------------	-----	---	-----	---	-----------------------------------	---	------	---	-----------------------------------

### Gerekende belasting op vloer

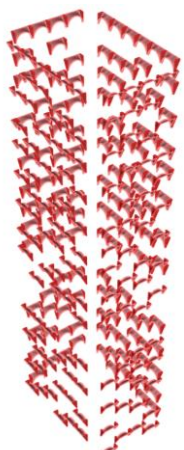
I.s.w. in veranderlijke belasting (totaal 3,0 kN/m <sup>2</sup> gerekend, waarvan 1,75 kN/m <sup>2</sup> voor klasse A-vloeren)	0,4	x	1,25	=	$\frac{q_k}{0,50 \text{ kN/m}^2}$	x	1,65	=	$\frac{q_d}{0,83 \text{ kN/m}^2}$
Teveel aan rustende belasting (50 mm afwerking i.p.v. 70 mm)	1,5	-	1,20	=	$\frac{0,30 \text{ kN/m}^2}{0,80 \text{ kN/m}^2}$ +	x	1,5	=	$\frac{0,45 \text{ kN/m}^2}{1,28 \text{ kN/m}^2}$ +

De reductie aan eigen gewicht door sparingen t.p.v. schachten zijn nog niet allemaal in rekening gebracht. Dit heeft nog een gunstig effect.

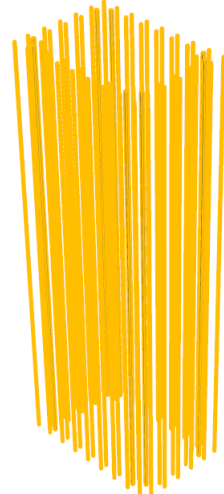
## Bijlage 5 Overzicht gevelbelasting

Uitgangspunt is de toepassing van 20 mm GFRC voor de gevelbogen en -kolommen.

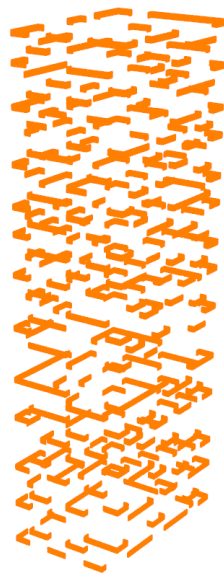
Bogen	
Aantal	260 -
Oppervlak	15,81 m <sup>2</sup>
Wanddikte	20 mm
Soortelijke massa	22 kN/m <sup>3</sup>
Subtotaal	1809 kN
Jukken	520 -
Gewicht juk	0,3 kN/1
Meter per juk	4,3 m1
Subtotaal	670,8 kN
Totaal	2479 kN




Gevelkolommen	
Wanddikte:	20 mm
Volume	272,6931 m <sup>3</sup>
Soortelijke massa	22 kN/m <sup>3</sup>
Subtotaal	5999 kN
Stalen kolommen	3355 m1
Gewicht per m1	0,88 kN/m1
Subtotaal	2952,4 kN
Totaal	8952 kN



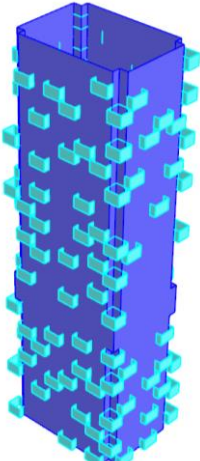
Hekwerk	
Aantal meter	2200 m1
Gewicht per m1	0,6 kN/m1
Totaal	1320 kN



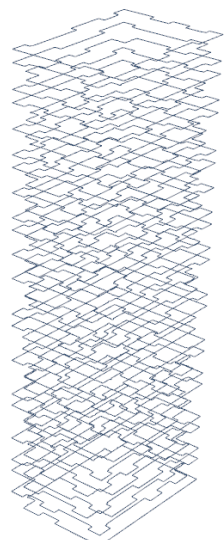
Gevelschijven	
Aantal	12 -
21,45 m 1375x500	59 m <sup>2</sup>
Wanddikte	20 mm
Soortelijke massa	22 kN/m <sup>3</sup>
Totaal	311,52 kN



Glas	
Aantal verdiepingen	39 -
Basisomtrek	119,5 m1
Aantal hoekuitstulpingen	30 -
Extra omtrek hoek	7 m1
Aantal geveluitstulpingen	109 -
Extra omtrek gevel	3,5 m1
Omtrek	5252 m1
Gewicht per m1	2,4 kN/m1
Totaal	12604,8 kN/m



Resultaten	
Omtrek SCIA platen	5815 m1
<b>Resultaten</b>	
Totale gevelbelasting	25667 kN
Lijnlast	4,41 kN/m1

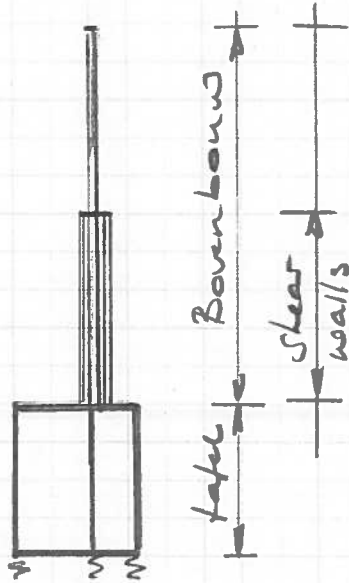


**Bijlage 6 Globale krachtsverdeling**

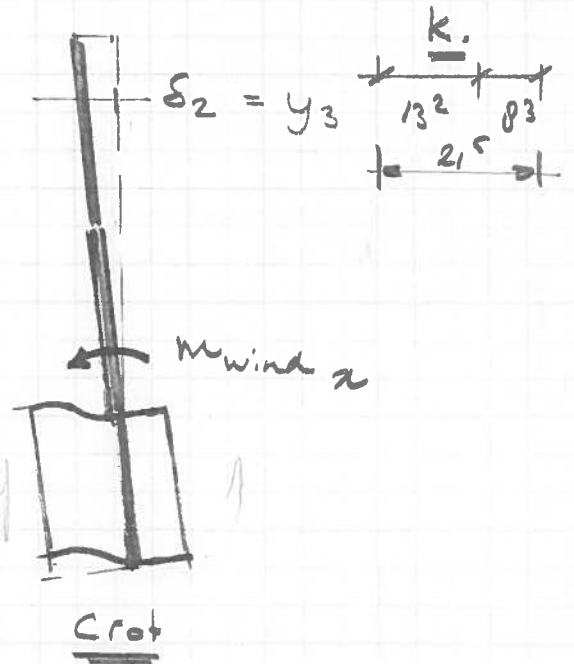
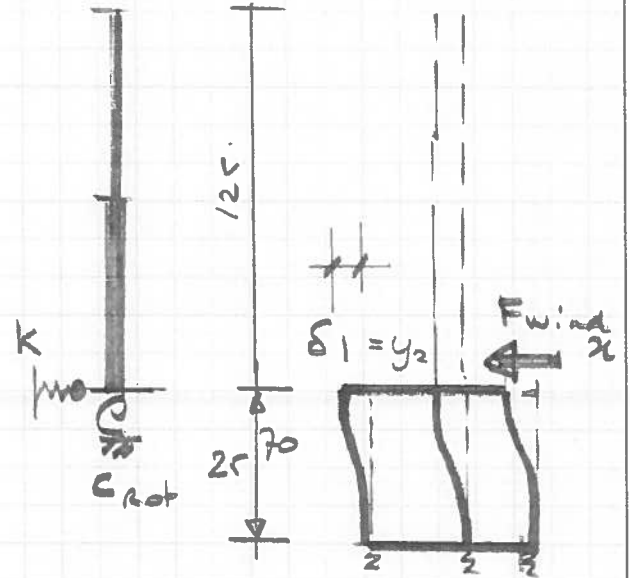
■ Datum: \_\_\_\_\_ ■ Project: Post ■ Projectnr.: 316-125 ■ Paraaf: \_\_\_\_\_

Handcontrole





Schema



Principe werking Hoopbouw

$M_{wind_{rep}} = 854529 \text{ kNm.}$  zie blz. B7-47

$F_{wind_{rep}} = 12195 \text{ kN.}$  zie blz B7-47

Hoofdberekening.





Datum 01.06.2018

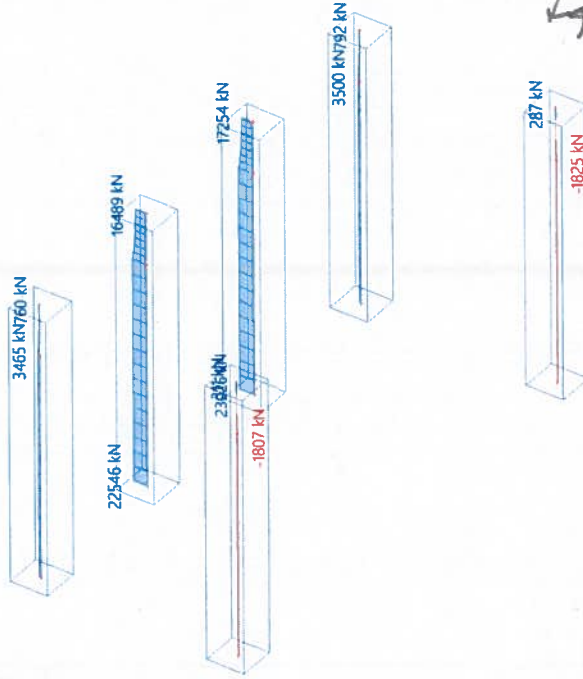
Project: 316125 - Post Rotterdam

Onderdeel: Basismodel DD

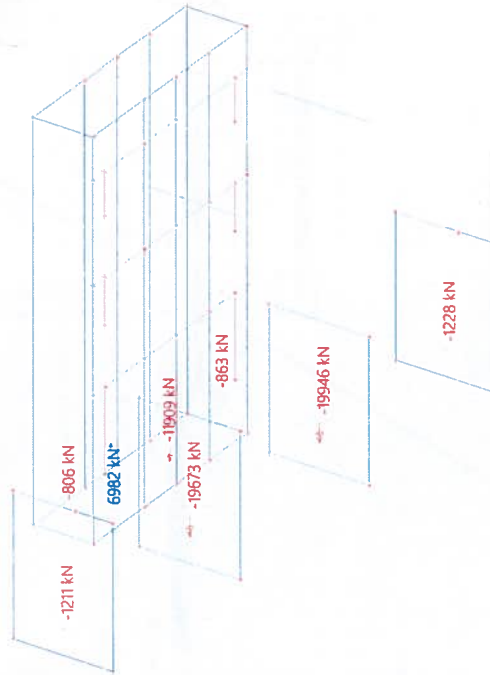
6.1.4.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: N  
Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG4  
Assenstelsel: Hoofd  
Extreme 1D: Staaf  
Selectie: Alle

*Samenvatting  
verticale krachten  
tgv Mwinda*



6.1.4.6. N



Krachten in de elementen t.p.v. de begane grondvloer

EG										Scia	Hand	
Megakolommen	21199	47885	47927	21205	30890	30868						
Wanden en Kern	15880	36361	36524	15883	15566	40115	42254	15507		418064		
RG												
Megakolommen	15161	11492	11429	15153	14395	14392						
Wanden en Kern	13492	8226	8206	13488	2992	8303	9708	2972		149409	618345	1,089647
VB												
Megakolommen	2624	4732	4718	2621	3867	3860						
Wanden en Kern	1850	3162	3160	1849	1372	3625	3772	1358		42570	55252	1,297909

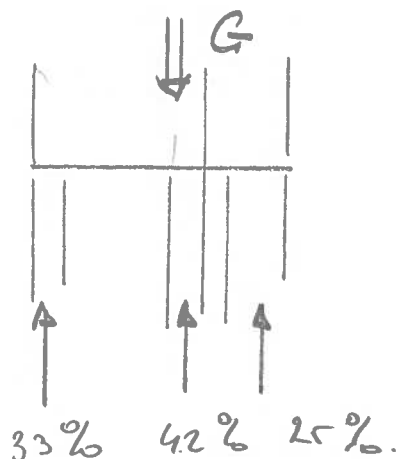
opm: in de handberekening is de veranderlijke belasting in de kern meegenomen. Dit verklaart het verschil met de Scia berekening.

← zie Resultaten elementen in Scia →

De belasting op het niveau van de begane grondvloer is bepaald met de hand en met Scia aan de hand van de elementkrachten per belastingvlak. Bovenstaand zijn de elementkrachten samengevat en vergeleken met de handcontrole.

eg + rustende belasting handcontrole + 8% afhoord  
 VB handcontrole + 29% → mogelijke verhoging  
 in de handcontrole is de veranderlijke belasting over de kern doorgeleid.

Verdeling





Belasting Permanent + Rustend op beg. Grond

Grave Controle totale belasting tot onderzijde  
tafel constructie.

Bovenbouw:  $P_g = 7,75 \text{ kN/m}^2$

$P_q = 3,00 \text{ kN/m}^2$

			<u>P<sub>b</sub></u>	<u>V<sub>B</sub></u>
41 vloer	$28 \times 38 \times 7,75 / 3,0$	=	338086	130872
gevel	$125 \times 132 \times 4,5^*$	=	74250	
	[ lengte $(28+38) \times 2 = 132$ ]			
kern 3	$23,52 \times 65 \times 25$	=	37984	
kern 2	$3842 \times 61 \times 25$	=	58590	
kolonnen deel 3				
	$3,0 \times 22 \times 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 21$	=	8662	
	$3,0 \times 8 \times 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 21$	=	2016	
kolonnen deel 2				
	$3 \times 12 \times 0,65 \times 0,65 \times 25 \times 10$	=	3802	
	$3 \times 8 \times 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 10$	=	1500	
	$3 \times 6 \times 0,5 \times 0,85 \times 25 \times 10$	=	1913	
	$3 \times 12 \times 0,8 \times 0,8 \times 25 \times 10$	=	5760	
	$3 \times 8 \times 0,55 \times 0,55 \times 25 \times 10$	=	1815	
	$3 \times 6 \times 0,5 \times 1,75 \times 25 \times 10$	=	3938	
			<u>538316</u>	<u>130872</u>
			kN.	

Belasting Permanen + Rinstand op laag grond

Tafel constructie

		Pb	Vb
Vloer	$2 \times 35,25 \times 24,5 \times 0,5 \times 25 / 3,0$	= 21550	5181
<u>balke</u>	$1,5 \times (14,8 + 12,2 + 3,1 + 4,8 + 14)$ $\times 2,5 \times 25 \times 2$	= 8864	
	$2 \times 0,8 \times (17 + \frac{12,2}{2} + 9,3) \times 2,5 \times 25$	= 3240	
	$2 \times 0,65 \times (4,4 + 3,1) \times 2,5 \times 25$	= 610	
	$1,5 \times 2 \times 25 \times (3 \times 9)$	= 2025	
<u>mega lussommen</u>	$6 \times 2,5 \times 2,5 \times 18 \times 25$	= 16875	
<u>Wand tpu Rode zand</u>	$4 \times 5,1 \times 1,0 \times 18 \times 25$	= 9180	
<u>Extra vloer hotel</u>			
PB	$6,6 \times 3,5 \times 0,5 \times 25 \times 3$	= 7796	
RB	$6,6 \times 3,5 \times 1,5 \times 3$	= 1039	
VB	$6,6 \times 3,5 \times 3,0 \times 3$	=	2079
<u>kern</u>	$A = 11,16 \times 0,65 \times 2 + 3,9 \times 0,65 \times 2$ $= 19,57 \text{ m}^2 \times 25 \times 10$	= 8810	
		80029	7260
Pb	$= 538316 + 80029 = 618345$		
VB	$= 130872 + 7260 = 138132$		
0,4 VB	$= 55252$		
		<u>673597</u>	kw.





De volgende blz zijn de elementkrachten per belasting geval

Datum 01. 06. 2018

Project: 316125 - Post Rotterdam

Onderdeel: Basismodel DD

## 6. Tafelconstructie

### 6.1. Belastingsgevallen

#### 6.1.1. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Richting
BG1	Eigen gewicht	Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z

eigen gewicht

#### 6.1.1.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: N

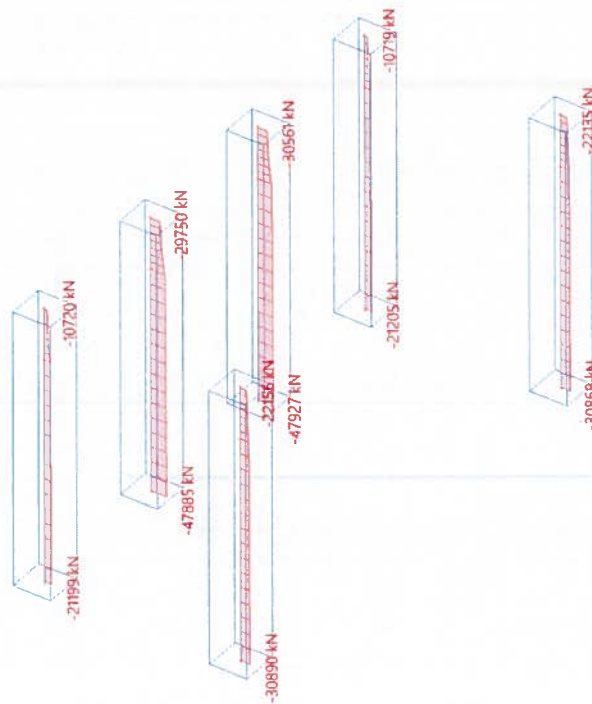
Lineaire berekening

Belastingsgeval: BG1

Assenstelsel: Hoofd

Extreme 1D: Staaf

Selectie: Alle



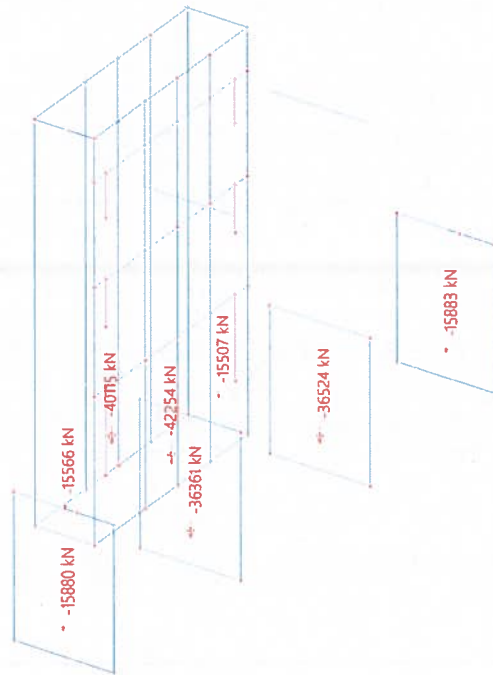
Datum 01.06.2018

Project: 316125 - Post Rotterdam

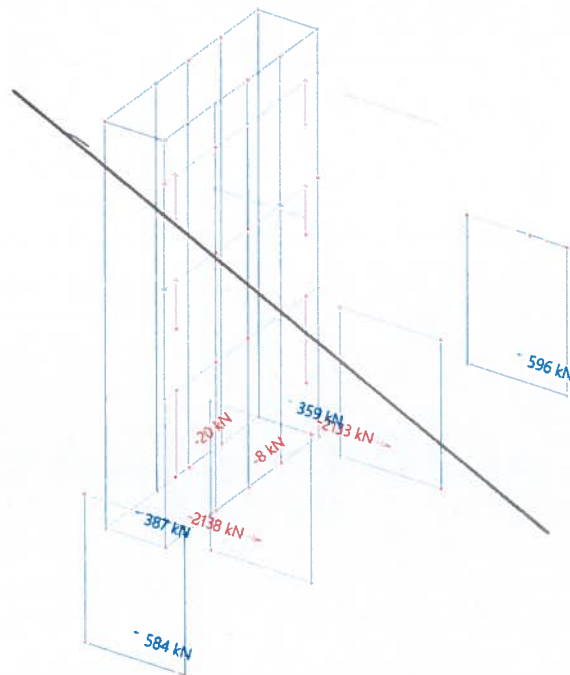
Onderdeel: Basismodel DD

6.1.1.6. N

*eigen gewicht*



6.1.1.7. Vz



Datum 01. 06. 2018

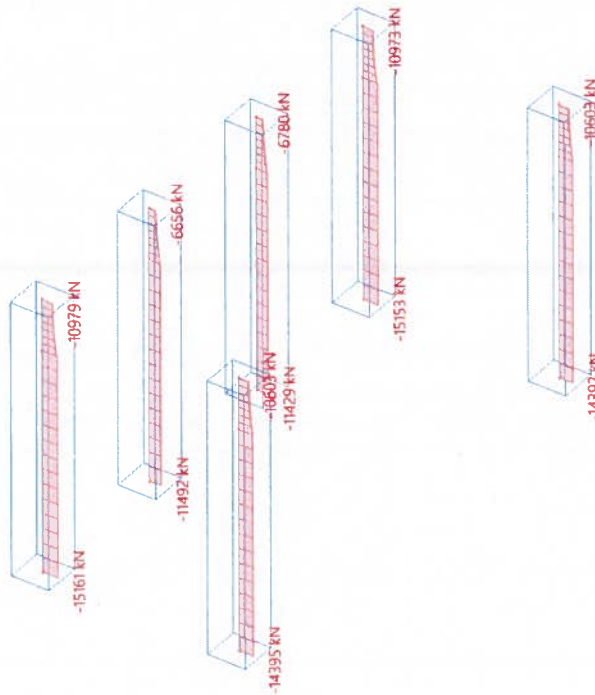
Project: 316125 - Post Rotterdam

Onderdeel: Basismodel DD

6.1.2.1. Interne 1D-krachten; N

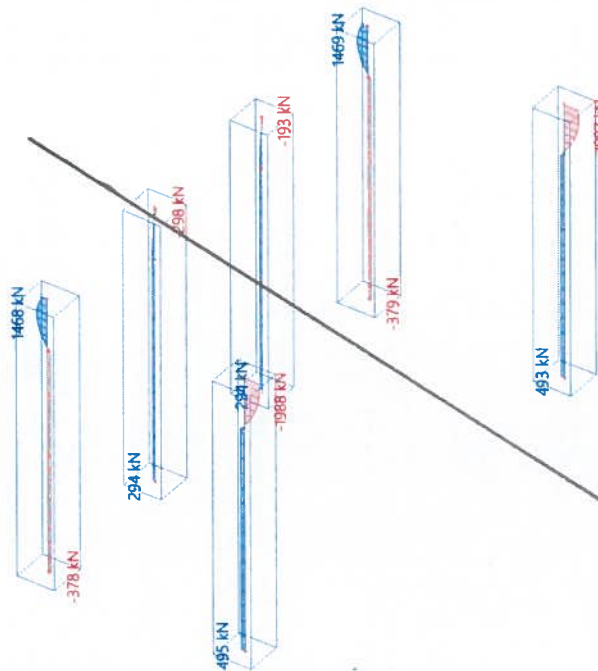
Waardes: N  
Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG2  
Assenstelsel: Hoofd  
Extreme 1D: Staaf  
Selectie: Alle

*Ruistende belasting*



6.1.2.2. Interne 1D-krachten; V<sub>z</sub>

Waardes: V<sub>z</sub>  
Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG2  
Assenstelsel: Hoofd  
Extreme 1D: Staaf  
Selectie: Alle



Datum: 01.06.2018

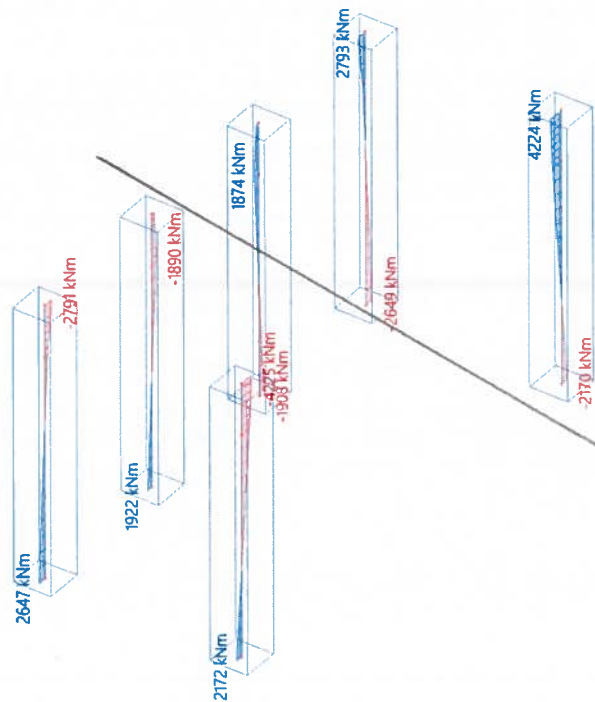
Project: 316125 - Post Rotterdam

Onderdeel: Basismodel DD

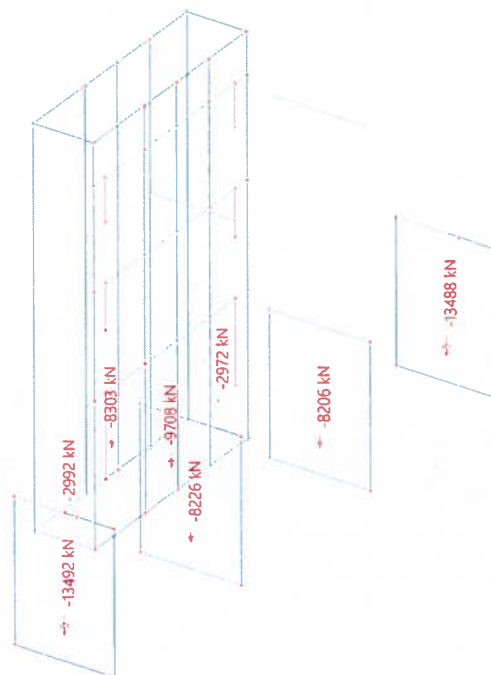
6.1.2.5. Interne 1D-krachten; M<sub>z</sub>

Waardes: M<sub>z</sub>  
Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG2  
Assenstelsel: Hoofd  
Extremes 1D: Staaf  
Selectie: Alle

*Ruwboden belasting*



6.1.2.6. N



Datum: 01.06.2018

Project: 316125 - Post Rotterdam

Onderdeel: Basismodel DD

6.1.3. Belastingsgevallen - BG3

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG3	Veranderlijke belasting (momentaan)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

*Var belasting momentaan*

6.1.3.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: N

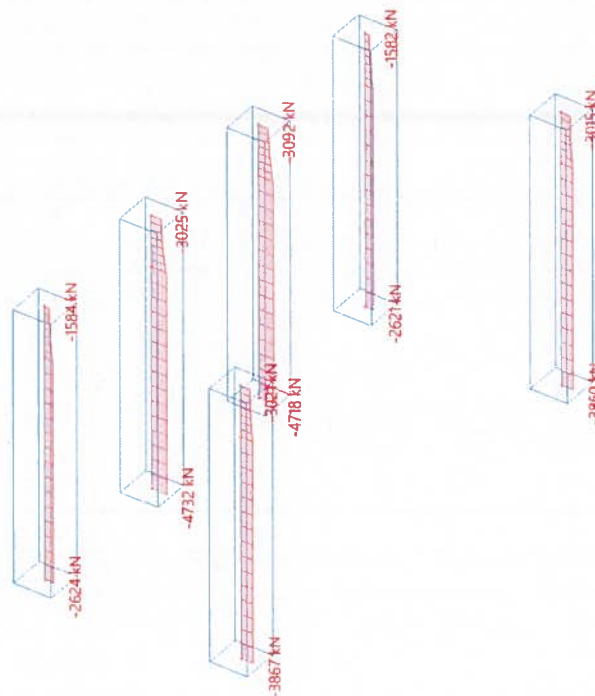
Lineaire berekening

Belastingsgeval: BG3

Assenstelsel: Hoofd

Extreme 1D: Staaf

Selectie: Alle



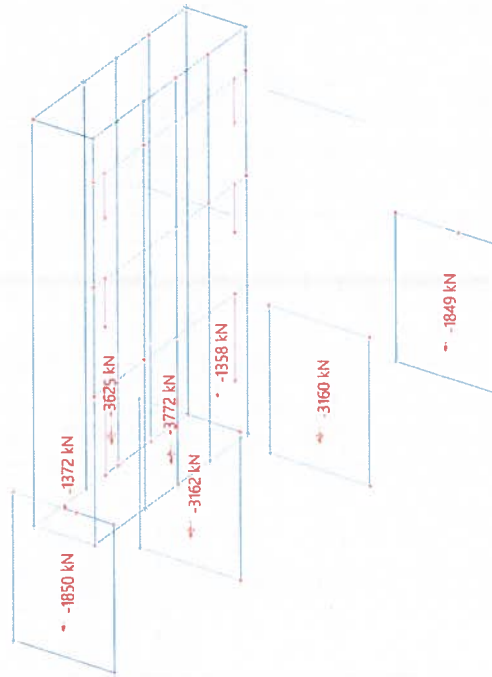
Datum: 01. 06. 2018

Project: 316125 - Post Rotterdam

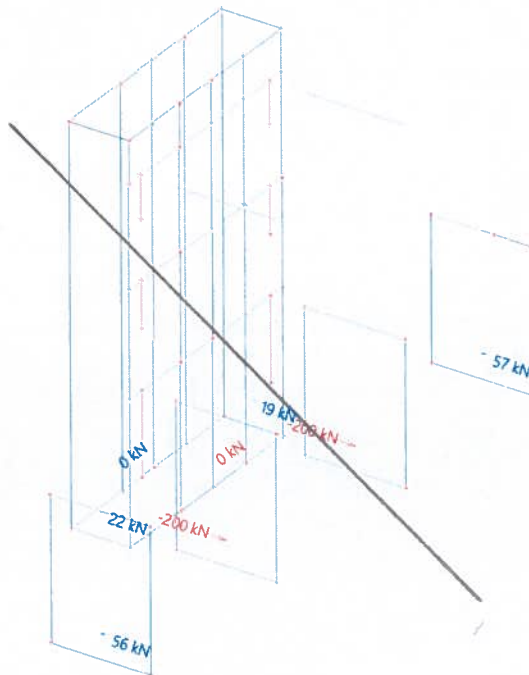
Onderdeel: Basismodel DD

6.1.3.6. N

*var: belasting  
momentaam*



6.1.3.7. Vz



**Bijlage 7 Gewichtsberekening middenbeuk monument t.p.v. aansluiting toren**



## Gewichtberekening as M8

Datum: 29-8-2018

316-125 - Post Rotterdam - Rotterdam

### Bestaande situatie - kelder t/m dak

Belasting h.o.h. 4,55m:				A		PB	VB	$\psi$		PB	VB
				m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>			kN	kN
F <sub>3</sub>	dak (6e verd.)	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	2,5	0,0	0,00	64,8	0,0
	5e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	6,1	4,0	1,00	158,0	103,6
	4e verdieping, installaties	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	9,7	9,0	1,00	251,2	233,1
	3e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	5,4	4,0	1,00	139,9	103,6
	2e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	5,9	4,0	1,00	152,8	103,6
	1e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	5,9	4,0	1,00	152,8	103,6
	dak gang court	1	4,55*0,5*5,2	=	25,9	x	2,5	0,0	1,00	64,8	0,0
	begane grond	1	4.55*0.5*(11.4+5,2)	=	37,8	x	6,2	4,0	1,00	234,4	151,2
	kelder	1	4.55*0.5*(11.4+5,2)	=	37,8	x	13,0	6,0	1,00	491,4	226,8
	gevel 5e verdieping	1	4.55*4.0	=	18,2	x	1,0			18,2	0,0
	betonnen borstwering+mw	1	4.55*1.0	=	4,6	x	10,2			46,4	0,0
	gevel 4e verdieping	1	4.55*(5.87-1)	=	22,2	x	6,6			146,5	0,0
	gevel 3e verdieping	1	4.55*4.49	=	20,4	x	6,6			134,6	0,0
	gevel 2e verdieping	1	4.55*5.74	=	26,1	x	8,9			232,3	0,0
	gevel 1e verdieping	1	4.55*5.33	=	24,3	x	9,9			240,6	0,0
	gevel begane grond	1	4.55*6	=	27,3	x	9,7			264,8	0,0
	wanden kelder	1	4.55*3.55 - 1,8*2,4	=	11,8	x	20,4			241,4	0,0
										<b>F<sub>3;rep</sub> = 3035 + 1026 kN</b>	

### Totale belasting steunpunt 3

Wind is in deze gewichtsbeschouwing buiten beschouwing gelater

$$F_{\text{totaal;rep}} = 4060 \text{ kN}$$

$$(1,0 * G_{\text{rep}} + 1,0 * Q_{\text{rep}})$$

$$F_{\text{totaal;d}} = 4097 \text{ kN}$$

$$(1,35 * G_{\text{rep}}; \text{CC2})$$

$$F_{\text{totaal;d}} = 5180 \text{ kN}$$

$$(1,2 * G_{\text{rep}} + 1,5 * Q_{\text{rep}}; \text{CC2})$$

### Paalbelasting

Aantal palen per 4,55 meter:

7 palen / 1,20 m'

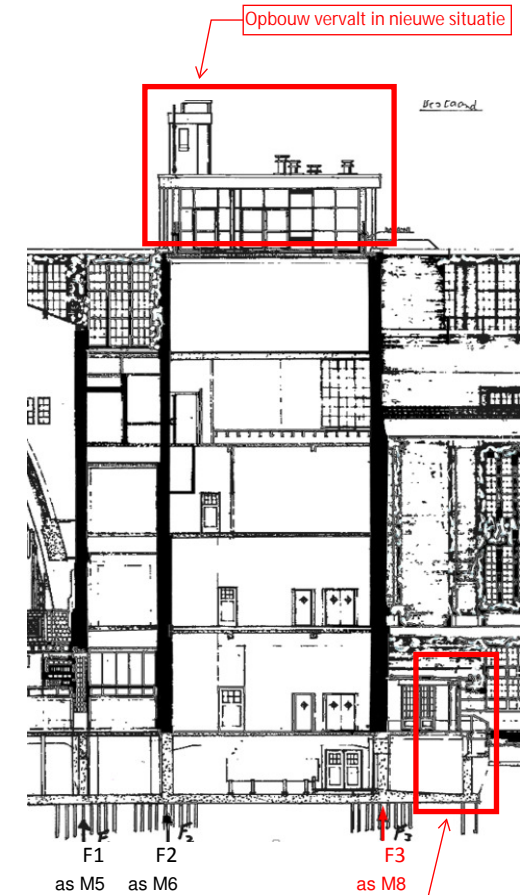
$$= 5,8 \text{ palen / m'}$$

Per 4,55m

$$= 26,5 \text{ palen / 4,55m'}$$

$$F_{\text{paal;rep}} = 153 \text{ kN / paal}$$

$$F_{\text{paal;d}} = 195 \text{ kN / paal}$$



Gang valt in nieuwe situatie

## Gewichtberekening as M8

Datum: 29-8-2018

316-125 - Post Rotterdam - Rotterdam

### Nieuwe situatie - kelder t/m dak

Belasting h.o.h. 4,55m:				A		PB	VB	ψ		PB	VB
				m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>			kN	kN
F <sub>3</sub>	dak (5e verd. dakterras)	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	4,7	5,0	1,00	121,7	129,5
	4e verd entresol	1	4.55*0.5*11,4	=	25,9	x	4,8	3,0	0,40	124,3	31,1
	4e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	9,7	3,0	1,00	251,2	77,7
	3e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	5,7	3,0	0,40	147,6	31,1
	2e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	5,7	3,0	0,40	147,6	31,1
	1e verd entresol	1	4.55*3,5*0,2 (20% q*L=R [M8])	=	2,7	x	4,8	3,0	0,40	13,0	3,2
	1e verdieping	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	6,2	3,0	0,40	160,6	31,1
	begane grond	1	4.55*0.5*11.4	=	25,9	x	6,5	5,0	1,00	168,4	129,5
	kelder	1	4.55* 0.5*11.4	=	25,9	x	13,0	5,0	0,40	336,7	51,8
	keldervloer rand	1	4,55*1,2	=	5,5	x	13,0	1,0	0,40	71,5	2,2
	gevel 5e verdieping	1	4.55*0,5	=	2,3	x	1,0			2,3	0,0
	betonnen borstwering+mw	1	4.55*1.0	=	4,6	x	10,2			46,4	0,0
	gevel 4e verdieping	1	4.55*(5.87-1)	=	22,2	x	6,6			146,5	0,0
	gevel 3e verdieping	1	4.55*4.49	=	20,4	x	6,6			134,6	0,0
	gevel 2e verdieping	1	4.55*5.74	=	26,1	x	8,9			232,3	0,0
	gevel 1e verdieping	1	4.55*5.33	=	24,3	x	9,9			240,6	0,0
	gevel begane grond	1	4.55*6	=	27,3	x	9,7			264,8	0,0
	wanden kelder	1	4.55*3.55	=	16,2	x	20,4			330,5	0,0
											<b>F<sub>3;rep</sub> = 2941 + 518 kN</b>

#### Totale belasting steunpunt 3

Wind is in deze gewichtsbeschouwing buiten beschouwing gelater

<b>F<sub>totaal;rep</sub> = 3459 kN</b>
<b>F<sub>totaal;d</sub> = 3970 kN</b>
<b>F<sub>totaal;d</sub> = 4306 kN</b>

$$(1,0 * G_{rep} + 1,0 * Q_{rep})$$

$$(1,35 * G_{rep}; CC3)$$

$$(1,2 * G_{rep} + 1,5 * Q_{rep}; CC2)$$

#### Paalbelasting

Aantal palen per 4,55 meter (gelijk aan bestaand; er vervallen geen paalrijen):

$$7 \text{ palen} / 1,20 \text{ m}' = 5,83333 \text{ palen} / \text{m}'$$

$$\text{Per } 4,55\text{m} = 26,5417 \text{ palen} / 4,55\text{m}'$$

<b>F<sub>paal;rep</sub> = 130 kN / paal</b>
<b>F<sub>paal;d</sub> = 162 kN / paal</b>

