

NOTITIE

Onderwerp: Post Office Rotterdam - Bespreking second opinion Frits van Tol
Referentie: 30613-M003-RSC
Van: R.J. Schippers
Aan: Pieters Bouwtechniek t.a.v. dhr. R. Doomen
Verificatie: E. de Jong
Datum: 31-08-2018

Naar aanleiding van ons rapport 30613-R001-RBR d.d. 29-06-2018 is een second opinion opgesteld door Prof. Frits van Tol d.d. 19 juli 2018. In deze memo worden de in de second opinion genoemde punten behandeld. Opmerkingen die gevolgen hebben voor de uitgevoerde berekeningen zullen worden doorgevoerd. De aangepaste berekeningsresultaten zullen separaat worden verwerkt in een gereviseerd rapport.

Hfs 3.1 alinea 2

Aangegeven wordt dat de feitelijke UGT en BGT toetsingen ontbreken in het rapport. Uiteraard zijn deze uitgevoerd, echter in het rapport is de numerieke uitvoer gegeven voor de berekening van de netto draagkracht. De toetsingsberekening zal worden toegevoegd.

Hfs. 3.1 alinea 3

Aangegeven wordt dat de palen de maximale belasting uit het gebouw, vermeerderd met de alle schachtwrijving tot het niveau bovenkant tweede zandlaag op NAP -50 m als 'negatieve kleef', constructief moeten kunnen dragen. Concreet houdt dit een belasting in van de maximale representatieve paallast van 8,5 MN vermeerderd met nog eens ca. 7,0 MN aan wrijving moet kunnen worden opgenomen, dus totaal ca. 15,5 MN. Voor een paaldiameter van 0,762 m bedraagt de normaalspanning dan ca. 34 N/mm². Uitgaande van een betonkwaliteit B35 kan de doorsnede deze normaalspanning opnemen zonder dat deze bezwijkt.

Uit de eindige elementen berekening volgt overigens dat de normaalspanning in de paal maximaal is aan de kop van de paal en geleidelijk afneemt in de diepte door de afdracht van schachtwrijving. Na 20.000 dagen consolidatie is te zien dat de hoogte waarover de normaalspanning in de paal maximaal is weliswaar groter wordt, maar dat de normaalspanning getalsmatig nooit hoger wordt dan de normaalspanning ten gevolge van de externe belasting aan de paal kop. De overdracht van schuifspanning vanuit de paal naar de grond leidt tot spanningsverhoging op onderliggende grondlagen, maar niet tot verhoging van de normaalspanning in de paaldoorsnede. Dit is plausibel, omdat uit de berekening blijkt dat de paal in zijn geheel met de grond mee zakt.

Dit punt is in een tweede memo van Frits van Tol d.d. 6 augustus nader beschouwd en akkoord bevonden.

Hfs. 3.2 alinea 3

De discussie over de uitgangspunten van de berekening van de draagkracht bij het project Zalmhaven loopt nog. Opgemerkt wordt dat de onzekerheid over de uitvoeringseffecten in onze draagkrachtberekening is verwerkt in een gereduceerde schachtdiameter over de volledige paallengte in plaats van in de schachtwrijvingscoëfficiënten. Een berekening op basis van een zienswijze met gereduceerde schachtwrijvingscoëfficiënten leidt tot een min of meer vergelijkbare draagkracht ten opzichte van de in ons rapport genoemde waarden. Er moet nog wel meer onderzoek worden gedaan naar de invloed van de installatie op de conusweerstand. Bij Zalmhaven zijn drie controlesonderingen naast de paal gemaakt. De eerste sondering is 7 dagen na paalinstallatie gemaakt en geeft een aanzienlijke ontspanning te zien. Na 30 dagen zijn nog twee sonderingen gemaakt die geen ontspanning laten zien. Probleem hierbij is dat door de grote sonderdiepte de helling van de sonderingen toeneemt, waardoor de afstand tussen de paal en de sondeerconus onderweg naar beneden veel groter wordt. Er wordt momenteel gesproken over de te ondernemen stappen om de kwaliteit van de palen aantoonbaar te krijgen.

Hfs 3.3 alinea 1

In ons rapport is reeds aangegeven dat de gevoeligheid van de berekende zakking is bepaald door extra berekeningen uit te voeren met hogere en lagere sterkte- en stijfheidseigenschappen (zie ook hfs. 3.3 alinea 5). Er zal nog wel worden gekeken naar de afmetingen van zettingstrog en de optredende hoekverdraaiingen ter plaatse van het bestaande monument door met de dwarscontractiecoëfficiënt van de verschillende grondlagen te variëren.

Hfs 3.3 alinea 2

De mogelijkheid om lokaal palen met een dieper aanzetniveau te installeren om scheefstand te mitigeren is genoemd, maar niet uitgewerkt. Indien de nu berekende scheefstand acceptabel is hoeft dit ook niet.



Hfs. 3.3 alinea 3

De berekende kruip is inherent aan het in Plaxis gebruikte constitutieve model. Met het Soft Soil Creep model worden per definitie kruipzettingen berekend, ook wanneer er geen spanningsverhoging optreedt. Uit een berekening waarin uitsluitend de grondlagen worden gemodelleerd volgt na 20.000 dagen consolidatie een integrale kruipzetting van het complete model van enkele centimeters. Wij zijn het met de opmerking dat het feitelijk optreden hiervan onwaarschijnlijk is.

Om deze reden is er ook een berekening gemaakt met het Soft Soil model. Dit is in feite hetzelfde constitutieve model, echter zonder kruip definitie. Dit is gedaan om de consolidatie zetting en de kruipzetting van elkaar te kunnen onderscheiden. De vraag is namelijk of de spanningsverhogingen vanuit de constructie in de berekening leiden tot lokaal hogere kruipzettingen die grotere zettingsverschillen veroorzaken. Het verschil in de berekende kruipzetting direct naast de nieuwe fundering (en dus onder de bestaande fundering) en de kruipzetting aan de randen van het model lag slechts in de orde van enkele millimeters.

De berekening is op deze manier uitgevoerd om ervoor te zorgen dat vooral het mechanisme van de verschuiving van de schachtwrijving van de eerste zandlaag naar de tweede zandlaag en de hierbij behorende extra paalkopzakking kon worden bepaald. Omdat de kruip in de berekening wordt overschat kunnen de berekende paalkopzakkingen en grondverplaatsingen als conservatieve bovengrens worden gezien.

De berekening geeft de grootste hoek verdraaiing ter plaatse van het bestaande monument bij de berekening zonder kruip, zodat dit een bovengrens vormt. De berekening met kruip toont aan dat de zettingsverschillen ten gevolge van kruip kleiner worden en niet toenemen. Dit effect is door de gekozen werkwijze reeds op gevoeligheid getoetst.

Hfs. 3.3. alinea 4

Deze zettingslijnen en overall rotaties zijn vooral bedoeld om te benadrukken hoe deze zich in de loop van de tijd ontwikkelen. Het is duidelijk dat de rotaties dichtbij de nieuwbouw groter zijn dan de gepresenteerde waarden. Toetsing van de toelaatbaarheid van de berekende hoek verdraaiingen ter plaatse van het bestaande monument wordt door de constructeur gedaan.

Hfs 3.3 alinea 5

Er zijn aanvullende berekeningen gedraaid met hogere en lagere stijfheidseigenschappen van de diepe zandlaag en de Waalre klei. Zoals aangegeven in hoofdstuk 5.7 (pagina 47) hebben we de stijfheid gevarieerd met +/- 25% en de sterkte met +/- 10%. De sterkte parameters hebben een beperkte invloed op de uitkomst van de berekening. De invloed van de stijfheidsparameters op de berekende vervorming is vrijwel lineair.

Hfs. 4.1 alinea 1

Aangegeven wordt dat bovenbelasting voordat het stempelraam wordt geplaatst fysiek moet worden voorkomen. Dit is een uitgangspunt dat Drees & Sommer moet bewaken.

Aangegeven wordt dat de fase waarin de stempels worden verwijderd mogelijk maatgevend is voor de krachtwerving en vervorming van de damwand maatgevend is. Hoewel de uitkomst van deze fase niet is opgenomen in het rapport is deze fase wel berekend en niet maatgevend gebleken. In het gereviseerde rapport zal de uitvoer van deze fase worden toegevoegd.

Hfs. 4.1 alinea 2

De asymmetrische belasting van de bouwput is beschouwd in de eindige elementen berekening die wel degelijk over de breedte van de bouwput is geschematiseerd met het Rodezand aan één zijde en het monument aan de andere zijde. In het rapport zijn de resultaten van de berekening zonder voorspanning grafisch gepresenteerd. De gunstige invloed van het inzetten van de maatregel om de stempels voor te spannen met 300 kN/m wordt alleen woordelijk benoemd. Dit leidt mogelijk tot verwarring bij de lezer. Aangezien het stempelraam zich precies ter hoogte van de vloer van de bestaande kelders bevindt en er zich grond tussen de damwand en kelderwand bevindt wordt het opnemen van de voorspankracht in de bestaande constructie niet problematisch geacht.

Toepassing van een extra stempel laag is een mogelijkheid, maar lijkt vooralsnog niet noodzakelijk. In het gereviseerde rapport zullen alleen de resultaten van de som met voorspanning worden opgenomen. Door de constructeur moet mogelijk bevestigd worden dat de voorspankracht voor het bestaande gebouw niet problematisch is.

Hfs. 4.1 alinea 3

In het rapport van de funderingsinspectie staat dat wordt verwacht dat het paalpuntniveau van de bestaande houten palen tussen NAP -17,0 m en NAP -18,5 m wordt verwacht. Het paalpuntniveau in de Plaxis berekening zal in een extra berekening naar NAP -18,0 m worden aangepast om de invloed hiervan te kunnen bepalen.



Hfs 4.2 alinea 1

Het te installeren bemalingssysteem kan qua maximale capaciteit op een stijghoogteverlaging tot NAP –7,0 m worden afgestemd om in geval van een calamiteit de stijghoogte te kunnen verlagen tot het maximale ontgravingniveau.

Hfs 4.3 alinea 1

Er staat niet in het rapport dat het omlaag drukken van bestaande houten palen geen probleem is. Er staat dat het niet mogelijk is om individuele palen omlaag te drukken, omdat het volledige palenveld is ingeklemd in de betonnen vloer. Verticale verplaatsing kan alleen ontstaan als alle palen tegelijk zakken, hetgeen ten gevolge van het lokaal statisch drukken van een damwand niet mogelijk is. Voorboren van het damwandtracé wordt uitsluitend in de topzandlaag gedaan (maximaal tot NAP –5,0 m à NAP –6,0 m). De draagkracht van de bestaande fundering wordt hierdoor dus niet beïnvloed. De passieve weerstand van de damwand wordt er ook niet door beïnvloed, omdat de topzandlaag later in zijn geheel wordt ontgraven.

Hfs 4.3 alinea 2

De indrukanalyse is uitgevoerd met het ongunstige effect van slotwrijving in de damwandsloten. Deze weerstand bedraagt ongeveer 25% van de totale weerstand. Door nieuwe planken en een wrijving reducerend middel in de sloten toe te passen komt de weerstand tijdens het drukken ruim onder de maximale capaciteit van de Hydro Press van 800 kN.

Hfs. 4.3 alinea 3

Bekende bestaande houten palen in het damwandtracé worden getrokken, waarbij de gaten worden gevuld met bentoniet cement. Onbekende bestaande houten palen kunnen na aantreffen ook worden getrokken. Overige ondergrondse obstakels kunnen worden verwijderd met de voorboorstelling die tijdens het installeren van de damwand standby dient te zijn op het werk.

Hfs. 5

Het opstellen van een complete risico analyse voor de uitvoering is voorzien in een later stadium. Hierbij zullen ook de in hfs. 5.1 en hfs 5.2 genoemde risico's in worden mee genomen.

Hfs. 6 alinea 1

Ons standpunt is dat de noodzaak tot het uitvoeren van een diepe boring ten behoeve van laboratoriumonderzoek (samendrukkings- en triaxiaal proeven) in relatie tot de gekozen oplossing (diepe fundering in tweede zandlaag) op de projectlocatie minder groot is. Er is o.a. gebruik gemaakt van bestaand grondonderzoek van meerdere projecten in de directe omgeving. De berekeningsresultaten en de gevoeligheidsanalyse die hierop is uitgevoerd geven ons inziens een voldoende nauwkeurig beeld van de te verwachten zettingen en paalkopverplaatsingen. Indien dit punt een struikelblok vormt in de beoordeling is het uitvoeren van een diepe boring met labonderzoek ter verificatie overigens ergens in het proces gewoon nog mogelijk. Dat zal dan concreet moeten worden aangegeven, zodat e.e.a. desgewenst ingepland kan worden.

Hfs 6 alinea 2

Op deze diepte bevindt zich inderdaad een ca. 1,0 m dikke laag met een hoog wrijvingsgetal. De conusweerstand is echter zeer hoog (ca. 8 à 10 MPa). De samendrukbaarheid van deze laag wordt daardoor niet significant groter geacht dan de eronder gelegen kleilaag die een conusweerstand van 3 à 4 MPa bezit. In de berekening heeft deze veenlaag de eigenschappen van de klei die eronder zit.

Hfs 6 alinea 3

In het gereviseerde rapport zal bij iedere tabel met parameters worden aangegeven of het karakteristieke waarden betreft of anderszins.



Hfs. 6 alinea 4

In het bemalingsadvies (dat nog niet beschikbaar was toen de second opinion is opgesteld) wordt meer gezegd over te verwachten maatgevende grondwaterstanden en stijghoogtes op basis van langjarige waarnemingen.

Hfs. 6 alinea 5

De Plaxis berekening betreft een berekening om de optredende vervormingen zo goed mogelijk in te schatten. De schachtwrijving in de palen wordt berekend op basis van de heersende spanningstoestand in de ondergrond en niet volgens de norm gelimiteerd. Ons inziens zou dat rekenkundig tot onrealistische vervormingen leiden. De limiet waarden voor de schachtwrijving uit NEN 9997-1;2017 worden uiteraard wel in de berekening van de geotechnische draagkracht gehanteerd door het afsnuiten van de conusweerstand.