

## NOTITIE

**Onderwerp** : Tree House Rotterdam  
**Aan** : BAM Advies & Engineering t.a.v. [REDACTED]  
**Van** : [REDACTED]  
**Verificatie** : [REDACTED]  
**Kenmerk** : 43192-N004-V1-RSC  
**Datum** : 24-08-2022

---

Door Geobest is voor het project Tree House aan het Delftseplein te Rotterdam onder referentie 43192-R002-V2-RSC d.d. 27-06-2022 een geotechnisch advies opgesteld. Onder referentie 220406\_R01 d.d. 28-06-2022 is door CWG Ingenieurs een bemalingsadvies opgesteld.

In het kader van de CC3 toetsing, die voor gebouwen van hoger dan 70 m wordt geadviseerd, wordt een second opinion uitgevoerd door [REDACTED]. De bevindingen van de beoordeling van de rapportages van Geobest en CWG Ingenieurs zijn vast gelegd in een memo (memo 2<sup>e</sup> rapport Geobest) d.d. 13-07-2022.

In deze notitie wordt een korte reactie gegeven op de gemaakte opmerkingen. Omdat er nog aanvullende sonderingen zullen worden uitgevoerd zal er in een later stadium nog een update volgens van de verstrekte adviezen. Hierin zullen de opmerkingen vanuit de second opinion worden verwerkt.

De memo van [REDACTED] is voor de volledigheid integraal opgenomen in bijlage 1 van deze notitie. Hieronder volgt puntsgewijs een reactie op de opmerkingen:

### 2.1 Risico op welvorming

Op de locatie is van NAP -5 tot -16 m een klei/veenpakket aangetroffen. Daar bovenop is nog een aanzienlijke bovenbelasting in de vorm van zand aanwezig. Gelet hierop achten wij de kans groot dat sondeer/boorgaten worden dicht gedrukt. Mochten er op de locatie in het verleden verzwaarde puntpalen zijn toegepast of palen zijn getrokken, dan zou dat een aanleiding kunnen zijn om een fallback scenario op te nemen waarin lekkage ter plaatse van een veronderstelde zwakke plek optreedt.

Geohydrologisch gezien is in dat geval niet zozeer het debiet, maar vooral het effect op de omgeving van belang. Om de stroming door een wel te stoppen, moet de stijghoogte veelal verlaagd worden tot aan het ontgravniveau. Uitgaande van een geraamde hoge stijghoogte van NAP -1,7 m is een potentiële stijghoogteverlaging tot NAP -2,8 m (ontgravniveau westelijk deel) waarschijnlijk wel haalbaar. Indien de wel zou zitten in het oostelijk deel zou de stijghoogte mogelijk tot NAP -5,6 m moeten worden verlaagd (ontgravniveau oostelijk deel).

Een verlaging tot een dergelijk niveau lijkt ons niet erg wenselijk met het oog op de metrotunnel onder het gebouw van Nationale Nederlanden. Volgens bijgaand artikel uit de Geotechniek (zie bijlage 2) moet de stijghoogte daar boven de NAP -3,3 m blijven.

Resumé: Onder de veronderstelling dat er geen palen zijn getrokken of verzwaarde puntpalen zijn toegepast (ter plaatse van de te realiseren diepe delen) beschouwen wij het risico op welvorming vooralsnog niet als wezenlijk verhoogd. Wij beschouwen het als wenselijk om de debieten en stijghoogten te monitoren tijdens uitvoering, zodat eventuele afwijkingen tijdig worden gesignaleerd.

Indien het debiet wezenlijk hoger is dan berekend of in geval er een verlaging van de stijghoogte van enige omvang wordt gemeten, achten wij het wenselijk om in overleg met waterschap, gemeente en andere belanghebbenden nader te beschouwen wat de werkelijke effecten te zijn en in hoeverre deze acceptabel zijn. Met name de metrobuis onder het gebouw Nationale Nederlanden vormt in dezen een relevant object. Als beheersmaatregel zou aan een lokale retourbemaling kunnen worden gedacht.



## 2.2 Damwand ter plaatse van plintgebouw (deel met naar binnen stekende fundering)

In eerste instantie was voorzien om op de positie waar de fundering van het plintgebouw binnen de bouwput van Tree House valt een houten damwand toe te passen tot ca. NAP -7,5 m. Uit initiële berekeningen volgde een benodigde dikte van 100 mm, waarop besloten is om een koudgewalst stalen profiel PAL 3150 toe te passen tot NAP -7,5 m, aangezien de profielhoogte hiervan slechts 127 mm bedraagt. Het inbrengen van een kort stalen profiel is praktisch gezien eenvoudiger dan houten delen van 100 mm, omdat de wanddikte van het profiel maar 5,0 mm is, zodat minder grond hoeft te worden verdrongen.

Ter plaatse van de relevante sonderingen is vanaf NAP -5,0 m een waterremmend klei/veenpakket aangetroffen. Bij een inheidiepte tot tenminste NAP -7,5 m staat de damwand minimaal 2,5 m in de waterremmende laag. De bouwkuip mag dus wat dat betreft als waterdicht worden beschouwd.

In de volgende versie van de rapporten zal dit duidelijker worden beschreven. De bouwput tekeningen zijn inmiddels op dit punt aangepast (en bijgevoegd in bijlage 3).

## 3.1 Bouwput ontwerp

### *Damwandberekening*

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd voor een tweetal doorsneden, te weten ter plaatse van de minder diepe ontgraving ter plaatse van de hoogbouw (westzijde) en de diepere ontgraving ter plaatse van de laagbouw (oostzijde). De beschouwing van de afwijkende geometrie ter plaatse van het plintgebouw zijn uitgewerkt in hoofdstuk 4. Hiervoor zijn een viertal doorsneden met Plaxis 2D berekend.

De uitkomsten van tabel 4.3 zijn terug te vinden in de Dsheet uitvoer in bijlage 2. Op pagina 106 van het Pdf rapport staat de samenvatting van snede 1 (hoogbouw) en op pagina 131 voor doorsnede 2 (Laagbouw).

In de Plaxis berekeningen voor de invloed op het plintgebouw zijn bewust zeer conservatieve parameters gekozen om de invloed van de ontgraving op het plintgebouw niet te onderschatten. Omdat de damwand aan de zuidzijde ongestempeld is vervormen deze in de Plaxis berekeningen meer dan men mag verwachten. Daarom zijn in de Plaxis berekeningen de damwanden als verankerd geschematiseerd. Hierdoor kunnen de vervormingen ter plaatse van het plintgebouw beter inzichtelijk worden gemaakt.

De berekende vervormingen voor de hoofddamwanden uit het verenmodel zijn bepaald conform het stappenplan van Hoofdstuk 9 van NEN 9997-1+C2;2017 en worden in voldoende mate realistisch geacht.

### *Plintbebouwing*

Langs het volledige noordzijde van de bouwput worden verankerde stalen damwanden aangebracht. Daar waar de fundering van het plintgebouw niet binnen de bouwput steekt is dit een zware damwand AZ36-700 tot NAP -14,0 m en lokaal waar de fundering wel binnen de bouwput steekt een korte stalen damwand PAL3150 tot NAP -7,5 m. Uit de Plaxis 2D berekening voor doorsnede B en C blijkt dat bij deze installatiediepte de vervorming voldoende beperkt wordt. Ter plaatse van de aanwezige schoorpalen wordt de damwand zo diep mogelijk geplaatst en worden aanvullende maatregelen genomen om de waterdichtheid van de bouwput vanuit de top-zandlaag te garanderen.

De berekende verplaatsingen met Plaxis 2D betreffen uiteraard uitsluitend de vervormingen ten gevolge van de ontgraving van de bouwput. De zettingen door de realisatie van de Hoogbouw volgen uit de Plaxis 3D rekeningen in hoofdstuk 9.

In memo AE9464M014 d.d. 22-08-2022 van BAM Advies & Engineering is de gecombineerde invloed van de ontgraving van de bouwput en de zetting door de realisatie van de Hoogbouw uitgewerkt en is de toetsing van de relatieve rotatie uitgevoerd. Voor de volledigheid is deze notitie bijgevoegd in bijlage 4.



### 3.2 Funderingsontwerp

#### *Middenbouw*

Omdat de Fundex palen met groutinjectie worden uitgevoerd is gerekend met een schachtdiameter die gelijk is aan de paalpunt diameter. Sondering 115 is in eerste instantie niet meegenomen in de beschouwing, omdat sondering 115 A vrijwel op dezelfde positie ligt, maar dieper is uitgevoerd.

Sondering 115 is alsnog toegevoegd aan de berekening. Hieruit volgt dat de draagkracht op NAP –30,0 m niet lager is dan op sondering 115A. Voor sondering 115 bedraagt de berekende puntweerstand  $R_{b,cal,max} = 1.846$  kN. Voor sondering 115A bedraagt de berekende puntweerstand  $R_{b,cal,max} = 1.833$  kN. De berekende schachtwrijving is voor sondering 115 iets hoger ( $R_{s,cal,max} = 4.558$  kN) dan voor sondering 115A ( $R_{s,cal,max} = 4.324$  kN). De netto paaldrukweerstand voor sondering 115 bedraagt 2.787 kN tegen 2.658 kN voor sondering 115A en is derhalve niet maatgevend.

Opgemerkt wordt verder dat de maximale paalbelasting in het gebied rond sondering 115 en 115A is beperkt tot maximaal 2.650 kN en dat er rond deze sonderingen aanvullend zal worden gesondeerd om het 'slechte' gebied meer gedetailleerd in kaart te brengen.

#### *Hoogbouw*

Gevraagd wordt of het verschil tussen de berekende zakking van een enkele paal en de paalgroep, direct na belasting logisch en in lijn met eerdere bevindingen van bijvoorbeeld de Zalmhaventoren zijn. Hieronder zijn de resultaten voor de Zalmhaven naast de resultaten voor Tree House gezet.

- Paalkopzakking enkele paal Zalmhaven Plaxis 3D = 17mm
- Paalkopzakking groep maximaal Zalmhaven Plaxis 3D = 53 mm
- Groepseffect maximaal = 36mm
  
- Paalkopzakking enkele paal Tree House Plaxis 3D = 24 mm
- Paalkopzakking groep maximaal Tree House Plaxis 3D = 47 mm
- Groepseffect maximaal 23 mm

Opgemerkt wordt dat de berekende rekenwaarde van de netto paaldrukweerstand van de palen van Zalmhaven ( $R_{c,net,d}$ ) ca. 10,0 MN bedroeg, terwijl voor de palen van Tree House een hogere paaldrukweerstand ( $R_{c,net,d}$ ) van ca. 12,3 MN is berekend. De voornaamste oorzaak van dit verschil is de kwaliteit van de tweede zandlaag die bij de Zalmhaven significant minder gunstig is dan bij Tree House.

De palen van Tree House reiken tot een diepte van NAP –58 m, terwijl de palen van Zalmhaven tot een diepte van NAP –65 m reiken. De palen voor Tree House zijn dus korter, terwijl de maximale representatieve belasting hoger is. Omdat de palen voor Tree House een groter aandeel van de totale paalbelasting door puntweerstand afdragen lijkt het logisch dat een enkele paal voor Tree House wat meer paalkopzakking ondergaat dan een paal voor de Zalmhaventoren.

De totale belasting van de Zalmhaven is door de grotere hoogte (215 m) dan Tree House (130 m) logischerwijze hoger dan de belasting van Tree House. Hierdoor lijkt het tevens logisch dat onder de fundering van Tree House minder groepseffect ontstaat dan onder de fundering voor de Zalmhaventoren.

#### *Algemeen*

In een volgende update van het geotechnisch advies wordt o.a. dieper ingegaan op de robuustheid van de voor de berekening gehanteerde Plaxis parameters voor de kleilagen van de formatie van Waalre en de gevoeligheid hiervan voor de uitkomsten. Zodra een duidelijk beeld van de bouwplanning beschikbaar is zal bovendien meer aandacht worden besteed aan de te verwachten zettingsverschillen tussen de verschillende bouwdelen en de vervorming die de dilatatie tussen de hoogbouw en de laagbouw moet kunnen ondergaan.

De lange termijn zettingen (en scheefstand) zijn opgenomen als belasting geval in het constructieve model. Krachtswerkingen ten gevolge van verschil zettingen worden op deze manier meegenomen.



Bijlage 1

memo 2<sup>e</sup> rapport Geobest Prof. Em. Ir. A.F. van Tol

# Memo

concept

Aan

Datum  
13 juli 2022

Van

Tel nummer

E-mail

Onderwerp  
Second opinion fundering treehouse, opmerkingen mbt 43192-R002-V2-RSC

---

## 1. Inleiding

Op verzoek van Provast voert ondergetekende een review uit van het geotechnisch ontwerp (fundering en bouwput) van het project Treehouse.

In april 2022 werden een aantal documenten ontvangen, waaronder GeoBest rapport 43192-R001-V1-CLA, met een eerste versie van het Funderingsadvies, het bouwkuipadvies en de zettingsprognose. Over het commentaar op dat rapport heeft op 12 mei 2022 een overleg plaats gevonden waarbij [REDACTED] (RS) en [REDACTED] (FS) aanwezig waren. Het commentaar werd door RS in een notitie vastgelegd.

Eind juni 2022 werd een volgende versie van het rapport van GeoBest, 43192-R002-V2-RSC ontvangen, als mede het bemalingsadvies, rapport nr 220406, van CWG Ingenieurs. Onderstaand wordt op beide rapporten ingegaan.

## 2. Bemalingsadvies

In het bemalingsadvies is aangegeven dat geen spanningsbemaling noodzakelijk is en alleen een freatische bemaling. Dit is advies wordt onderschreven, waarbij de volgende opmerkingen worden gemaakt.

2.1. Het risico op welvorming in de bouwput wordt niet geadresseerd. Het risico op welvorming door oude boor- of sondeergaten, die niet goed zijn afgedicht is, zeker aanwezig omdat ruim onder het niveau van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket wordt ontgraven. Een gevolg van wellen is zandtransport naar bouwput bodem. Dit moet gestopt worden; hiervoor zijn meerdere technieken voor handen, bijv door goede grindkoffer aan te leggen rond wel. Maar dit betekent dat het debiet groter dan waarop zonder welvorming is gerekend met het risico dat de vergunde hoeveelheid wordt overschreden. Belangrijk is dus om voldoende ruime aanvraag te doen.

2.2. In het rapport wordt een kanttekening gemaakt m.b.t. een stalen damwand met een inheiniveau van NAP -7,5 m. Het is, uit het bemalingsrapport niet duidelijk waar die staat. Maar, volgens de tekeningen in het rapport er is ook een houten damwand aan de noordzijde

die niet dieper reikt dan NAP -5,1 m. Het is de vraag of deze ondiepe damwanden de bovenzandlaag voldoende afsluiten. Hoe zit dat? Of komt er toch een stalen damwand tot NAP -14m omheen?

### 3. Geotechnisch advies

In bijlage 1 (in de mail bijgevoegd als 43192-R002-V2-RSC opm FvT) van dit memo is het rapport 43192-R002-V2-RSC van GeoBest opgenomen met een aantal opmerkingen als commentaar. Onderstaand wordt bij enkele belangrijkere stilgestaan.

#### 3.1. Bouwput ontwerp

##### Damwandberekening

Het aantal doorsneden dat is beschouwd is beperkt; de meer kritische doorsnede met plintbebouwing en emplacement zijn (nog) niet opgenomen.

Verder zijn de berekeningsresultaten in tabel 3-4 niet goed terug te vinden in bijlage2 waarnaar wordt verwezen.

De werkelijke kopverplaatsing kan veel groter zijn dan met het verenmodel is berekend. Dit blijkt later in het rapport ook uit de FEM berekeningen. Belangrijk om na te gaan of dit problemen veroorzaakt.

##### Plintbebouwing

In het rapport staat dat op een aantal plaatsen langs de plintbebouwing geen damwand kan worden aangebracht. Hoe is de (grond)waterkering als er geen damwand kan worden geïnstalleerd? Hoe wordt de (grond)waterkering dan bewerkstelligd. Is de gedachte met een bemaling het hele emplacement leeg te trekken? Lijkt me geen goede oplossing.

In de Plaxis berekeningen is een korte damwand opgenomen. Kan die wel worden geïnstalleerd? En als in andere doorsneden damwand tot NAP -14 m nodig is, hoe kan hier dan een veel kortere wand voldoende zijn.

Er worden verticale en horizontale verplaatsingen van de plintbebouwing berekend. Dit is vermoedelijk nog zonder de zakking door de hoogbouw.

Wat zijn de toelaatbare verplaatsingen?

#### 3.2 Funderingsontwerp

##### Middenbouw

Het is niet duidelijk met welke schachtdiameter de schachtweerstand van de Fundex paal is berekend.

Sondering S115 is niet in de berekeningen betrokken. Deze lijkt wel kritisch te zijn omdat juist onder de paalpunt (op ca 4D) en boven de paalpunt teruggangen in de conusweerstand voorkomen.

##### Hoogbouw

Is het verschil tussen de berekende zakking van de enkele paal en de paalgroep, direct na belasting logisch? Is dit in lijn met eerdere bevindingen bijv bij Zalmhaventoren?

##### Algemeen

In het rapport wordt (nog) niet ingegaan op de onzekerheid in de zakkingsvoorspellingen.

Tot nu toe is ook niet in gegaan op zakkingsverschillen tussen de laag- en de hoogbouw en de (constructieve) consequenties daarvan. Dit is uiteraard belangrijk voor vragen met betrekking tot wel of geen dilataties ect.

**Datum**  
13 juli 2022

**Pagina**  
3/3

Verder treedt scheefstand op, zowel van de laag- als van de hoogbouw; deze is (nog) niet expliciet in beschouwing genomen.

Delft, 12 juli 2022





Bijlage 2

Artikel 'Controle waterdichtheid bouwkuip Metrostation CS' (Geotechniek oktober 2010)



# Controle waterdichtheid bouwkuip Metrostation CS

## Bodemopbouw – geohydrologie

De ondergrond van Rotterdam bestaat uit een 10 tot 20 m dikke Holocene deklaag gelegen op een eerste watervoerend pakket, opgebouwd uit Pleistocene rivierafzettingen. Dit eerste watervoerende pakket heeft een dikte van 15 à 20 m. Hieronder bevinden zich een eerste scheidende laag en een tweede watervoerend pakket, beide bestaande uit afzettingen van de Formatie van Waalre (voorheen Formatie van Kedichem genoemd).

Het bovenste deel van de deklaag bestaat uit opgebrachte grond. Dit antropogene pakket heeft een grotere doorlatendheid dan de Holocene deklaag. Daarnaast komen binnen de Holocene deklaag lokaal zandige insluitingen voor, hoofdzakelijk rivierduinafzettingen, die plaatselijk in contact staan met het onderliggende, watervoerende pakket.

Op het Stationsplein zijn de grondopbouw en de grondwaterstroming nauwkeuriger in kaart gebracht om de volgende redenen:

- De aanwezigheid van een in oost-west richting

lopende zandbaan. Deze zandbaan komt voort uit een kanaal, dat werd gegraven voor de aanleg van de metrotunnel en is na de aanleg opgevuld met zandig materiaal. Hierin bevindt zich de in 1968 in gebruik genomen metrotunnel. De tunnелеlementen zijn via het kanaal naar hun plaats getransporteerd en vervolgens afgezonken tot een diepte van NAP - 10 m.

- Een donk (rivierduin) van variërende dikte, ter plaatse van het gebouw Delftse Poort (Nationale Nederlanden), die een tussenzandlaag vormt in het klei- en veenpakket. Plaatselijk is de onderliggende kleilaag (vrijwel) geheel afwezig, waardoor de donk direct contact maakt met het Pleistocene pakket. Ook is contact tussen de donk en het zandkanaal niet uitgesloten (figuur 2).

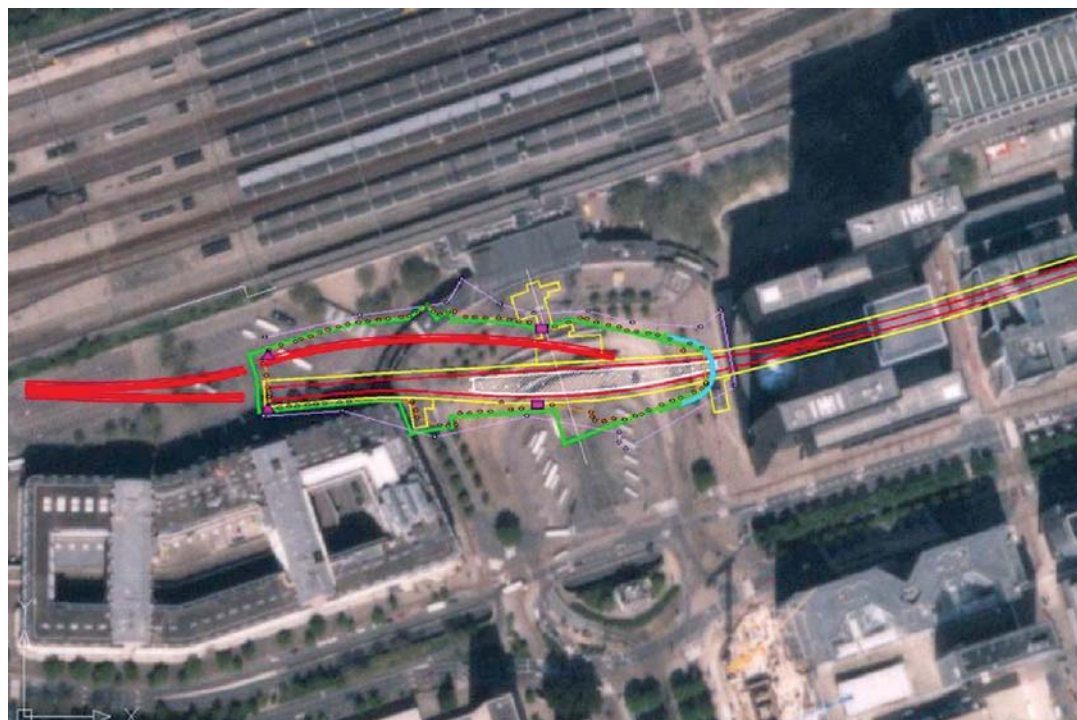
## Modellering van het grondwaterregime

Ten behoeve van de bepaling van de effecten van spanningsbemalingen in de omgeving van het Stationsplein is een numeriek geohydrologisch model opgezet, waarvoor het 3D eindige elementen programma MicroFem is ingezet. [4]

Het RandstadRailproject omvat in Rotterdam de aanleg van het Statenwegtracé met o.a. een geboorde tunnel en de verbouwing van het ondergrondse Metrostation CS. Onlangs is het nieuwe Metrostation CS gedeeltelijk in gebruik genomen. De bouw van het ondergrondse deel van het nieuwe metrostation ter plaatse van het Stationsplein is uitgevoerd in een bouwput met diepwanden. Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam heeft het ontwerp van Metrostation CS verzorgd en de directie over de uitvoering van het werk gevoerd. Dit artikel beschrijft de controleproeven die zijn uitgevoerd om de waterdichtheid van de bouwput bij Metrostation CS te verifiëren. Bijzonder aan de uitgevoerde controleproeven waren de omvang en vorm van de bouwput, de grootte van de gerealiseerde verlagingen, het feit dat de eerste controleproef is uitgevoerd terwijl een van de kopse wanden (waar de vrieswand was geprojecteerd) nog niet gesloten was, de omvang van de monitoring en het feit dat het formeren van de gehele bouwput onderdeel was van drie afzonderlijke bestekken. Hierdoor bestond de behoefte de diverse wanden ook afzonderlijk te (kunnen) beoordelen.

In het model zijn het eerste en tweede watervoerende pakket, de Holocene deklaag en de antropogene topklaag in het centrum van Rotterdam (omvang 10 km<sup>2</sup>) opgenomen. Binnen het Holocene is rekening gehouden met de aanwezigheid van een tussenzandlaag, terwijl het Pleistocene watervoerende pakket is opgedeeld in een drietal modellen om onvolkomen bronnen goed te kunnen modelleren. In totaal omvat het model zes lagen. De waarden voor de geohydrologische parameters zijn ontleend aan de Grondwaterkaart van Nederland en aan REGIS en zijn vervolgens gekalibreerd op basis van langjarige meetgegevens van het Grondwatermeetnet Rotterdam.

Op basis van boor- en sondeergegevens is voor de omgeving van het Stationsplein een ruimtelijk beeld gemaakt van de ondergrond. Hierbij is aandacht besteed aan de verbreiding van de donk, zowel in horizontale als in verticale richting, en van de restdikten van de holocene deklaag aan de boven- en onderzijde van de donk. De mate van kortsluiting tussen het freatische en Pleistocene watervoerende pakket is met behulp van pompproeven in een eerdere onderzoeksfase nader bepaald en in het model verwerkt [1].



**Figuur 1** Overzicht bouwput met peilbuizen en bronnen.

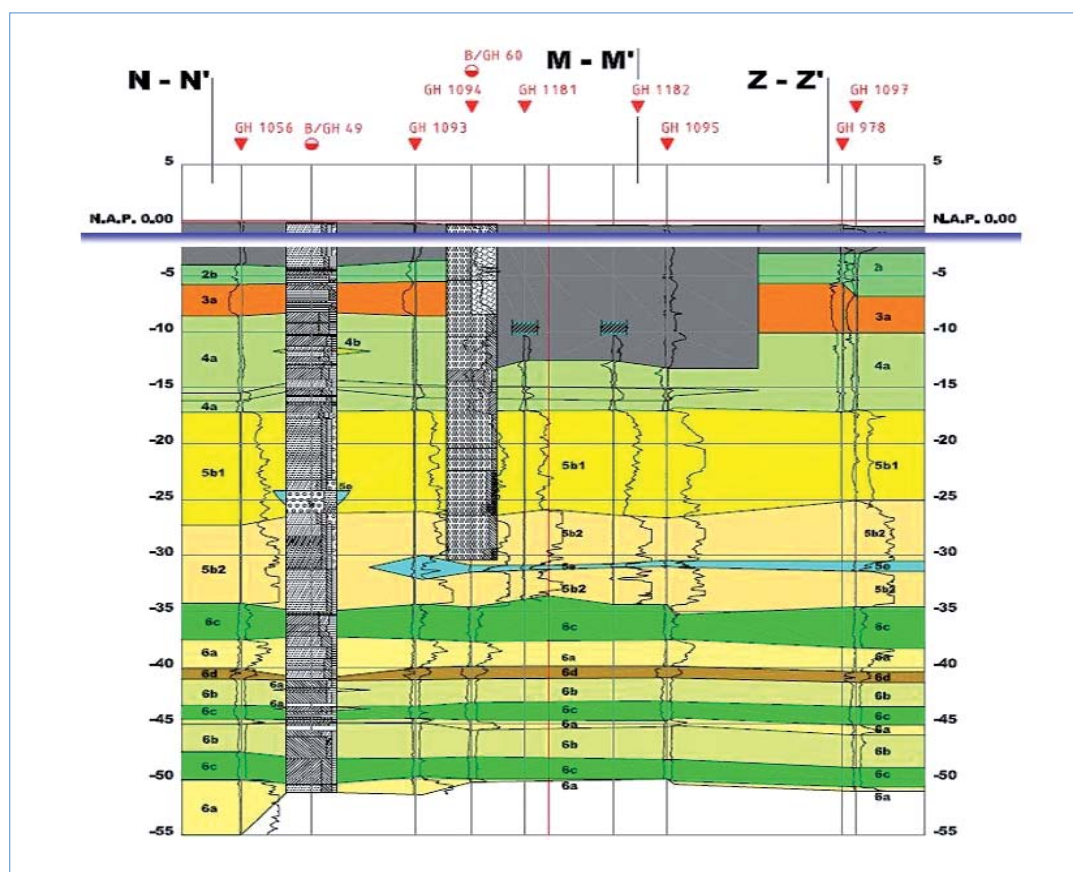
## Afweging uitvoeringswijze

Het Metrostation CS wordt verbouwd van een station met één perron en twee sporen naar een station met twee perrons en drie sporen. Hiertoe is het bestaande station gesloopt en is het totale nieuwe station voorzien van een nieuwe fundering. De afmetingen van de bouwput bedragen circa 220 x 45 m<sup>2</sup>. De bouwput omvat het gehele bestaande metrostation. De ontgravingsdiepte van de bouwput bedroeg 14 m -mv. Zie figuur 1.

De bouwput is uitgevoerd als zogenaamde 'Kedichem' put, met diepwanden tot in de waterafsluitende lagen van de Formatie van Kedichem. Een zwaar wegend argument voor deze keuze is dat het alternatief (een bouwput met conventionele damwanden en een spannings- en retourbemaling) in de benodigde omvang niet gedurende de geschatte bouwtijd (4 jaar of langer) kon worden toegepast; op basis van de historische tijd/stijghoogtereeks geldt een maximale duur van de spanningsbemaling van ca. 20 tot 25 maanden. Tevens bestond in dat geval een reëel risico op een freatische grondwaterstandsverlaging onder het gebouw Delftse Poort (Nationale Nederlanden) als gevolg van kortsluiting met het Pleistocene watervoerend pakket.

Het gebouw Delftse Poort is in de jaren '80 van de vorige eeuw over de bestaande metrotunnel heen gebouwd. Door het gewicht van het gebouw zakt de paalfundering onder de metrotunnel mee. Om de diepteligging van de metrotunnel te waarborgen is, tijdens de bouw van gebouw Delftse Poort, een nieuwe paalfundering aan weerszijden van de tunnel aangebracht, waaraan de metrotunnel is opgehangen. Door middel van vizels zijn de zettingen in de ondergrond nadien gecompenseerd. Bij de dimensionering van deze constructie is rekening gehouden met een zekere opwaartse grondwaterdruk onder de tunnel. Indien het freatisch vlak om welke reden dan ook te zeer wordt verlaagd, bestaat de kans dat de ophangconstructie wordt overbelast, wat uiteraard onacceptabel is. Om de integriteit van de ophangconstructie te waarborgen, mag de freatische grondwaterstand onder dat gedeelte van de metrotunnel daarom niet dalen tot onder NAP -3,3 m. Naast een kritische belasting op deze ophangconstructie zou de variant 'bouwput met damwand en spanningsbemaling' naar verwachting ook leiden tot additionele zettingen in de omgeving met alle gevolgen voor paalfunderingen en ondergrondse infrastructuur van dien.

Een van de randvoorwaarden bij de verbouwing



**Figuur 2** Schematische bodemopbouw.

van Metrostation CS was dat het metroverkeer te allen tijde doorgang moest vinden. Zodoende moest, onafhankelijk van het type bouwput, aan de oostzijde van de bouwput een zgn. kraagconstructie worden gerealiseerd rondom de bestaande metrotunnel. Deze kraagconstructie moest, gedurende de periode dat de bouwput is ontgraven, fungeren als grond- en waterkering. Daarnaast diende de kraagconstructie (freatische) grondwaterstandsverlagingen ter plaatse van de ophangconstructie onder het gebouw Delftse Poort te voorkomen. Dit stelde speciale eisen aan de waterdichtheid van deze kraagconstructie. De kraagconstructie is uiteindelijk gerealiseerd door het bevriezen van de grond (middels vrieslansen en gebruik van pek en stikstof).

## Controleproeven

Een belangrijke ontwerp eis bij de 'Kedichem' put is dat de bouwputwanden voldoende waterdicht zijn; zowel de diepwand als de kraagconstructie. Om dit te verifiëren zijn tijdens de uitvoering van het werk controleproeven uitgevoerd. De te toetsen hypothese was een weerstand van de diepwand van ten minste 500 dagen. In de vergunning is veiligheidshalve uitgegaan van een weerstandswaarde van 200 dagen. Deze laatste

waarde geldt als maatgevend criterium. De hypothese van een waterdichte bouwput dient te worden verworpen als dit laatste criterium niet wordt gehaald.

Tevens kan uit een controleproef vroegtijdig een signaal volgen of sprake is van gebreken aan diepwandpanelen. Op deze manier bestaat de mogelijkheid dergelijke gebreken te repareren met minimale invloed op de uitvoeringsplanning.

Een belangrijk aandachtspunt voor de opzet van de controleproeven was de wijze waarop de bouwput van Metrostation CS is gerealiseerd. De bouwputwanden zijn namelijk niet door één aannemer gemaakt maar in fasen als onderdeel van drie verschillende bestekken:

- De diepwand aan de westzijde, grenzend aan de bouwput van het Statenwegtracé (bestek Statenwegtracé);
- De diepwanden aan de noord- en zuidzijde van de bouwkuip (bestek 1 Metrostation CS);
- Het vrieslichaam aan de oostzijde (bestek 2 Metrostation CS).

Deze bouwwijze heeft grote invloed gehad op de wijze waarop de controleproeven zijn uitgevoerd: in twee fasen en met een zeer uitgebreide monitoring.



Een controleproef in een bouwput wordt uitgevoerd door uit één of meerdere bronnen te onttrekken en het stijghoogteverloop in een aantal peilbuizen te registreren. Uit het verloop van de stijghoogte in de watervoerende lagen, zowel in als rondom de bouwput, en de grootte van het debiet kan de waterdichtheid van de bouwput c.q. de weerstand van de wanden worden bepaald.

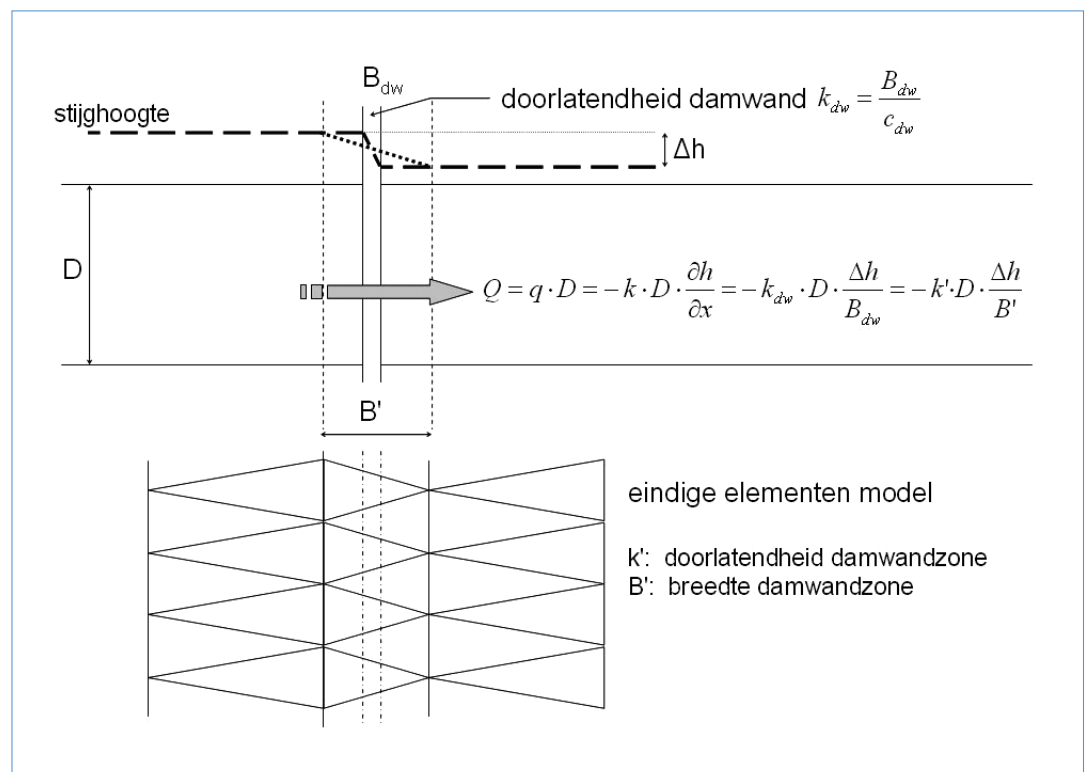
Bij Metrostation CS zijn twee controleproeven uitgevoerd. De eerste proef is uitgevoerd tijdens de fase dat de bouwput nog niet was gesloten door de vrieswand, de tweede proef nadat dit wel het geval was.

Om de invloed van de controleproeven op de stijghoogte te kunnen waarnemen zijn peilbuizen in en rondom de bouwput geplaatst met het peilfilter in het 1e watervoerend pakket. Tevens zijn peilbuizen geplaatst met het peilfilter in de Formatie van Kedichem ter bepaling van de afsluitende werking van deze laag. Ten slotte zijn specifiek voor dit project ook peilbuizen geplaatst met het peilfilter in het freatische pakket en in de tussenzandlaag om de invloed van despanningsbemaling op deze pakketten, als gevolg van een mogelijke kortsluiting, te kunnen bepalen.

Een (gelijkmatig) verdeeld lek is te vertalen naar een wand met een bepaalde (verminderde) weerstand, mits de kleilaag aan de onderzijde als ondoorlatend kan worden beschouwd. Een lage weerstand van de diepwand heeft direct invloed op de verlaging van de grondwaterstand in de omgeving, kan in extreme situaties leiden tot erosie en zanduitspoeling in de bouwput en is daardoor niet toelaatbaar.

Een geconcentreerd lek, bijvoorbeeld ter plaatse van de voegen tussen diepwandpanelen, lijkt meer op een lokale onttrekking – infiltratie. Een dergelijk geconcentreerd lek is alleen goed te lokaliseren met een fijnmazig peilbuizen-net. Bij Metrostation CS is gekozen voor een peilbuizen-netwerk met een hart op hart afstand van 5 m langs de binnenzijde van de diepwand (totaal 80 peilbuizen) teneinde de kans op detectie van lekken van geringe omvang te vergroten. Bij eerder uitgevoerde controleproeven bij het project Statenwegtrace is gewerkt met een hart op hart afstand van de peilbuizen van 50 m waarmee uitsluitend de overall hydraulische diepwandweerstand is bepaald [3].

De eisen voor de controleproef zijn door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam beschreven in het Programma van Eisen als



**Figuur 3** Modelschematisatie diepwandweerstand.

onderdeel van het bestek. De aannemer heeft aan de hand daarvan een werkplan ter goedkeuring ingediend bij de directie. Ten behoeve van de controleproeven zijn de volgende monitoringsvoorzieningen geplaatst:

#### In de bouwput

80 Pleistocene buizen nabij de diepwand  
11 Pleistocene buizen midden in bouwkuip  
4 buizen met filter in de donk (alleen van belang bij 1e controleproef)  
12 freatische buizen  
7 waterspanningsmeters in vloer metrotunnel

#### Rondom de bouwput

18 Pleistocene buizen  
4 Kedichem buizen  
9 freatische buizen  
3 freatische buizen in het zandlichaam van het voormalige kanaal  
2 waterspanningsmeter in vloer metrotunnel onder gebouw Delftse Poort.

Een groot deel van de metingen van grondwaterstand en stijghoogte is automatisch uitgevoerd en was online beschikbaar. Dit heeft gedurende de bouw in het algemeen en in het bijzonder voor de controleproeven geleid tot een zeer nauwkeurige meetreeks die goed kon worden geanalyseerd.

De controleproeven zijn uitgevoerd met telkens een gelijktijdige onttrekking uit een tweetal bronnen één aan de noord- en één aan de zuidzijde van de bouwput. Tijdens de 1e controleproef is de proef eenmaal uitgevoerd met de onttrekkingssputten aan de uiterste westzijde van de

bouwput en eenmaal met twee bronnen halverwege de bouwput.. De 2e controleproef is uitgevoerd met de twee bronnen halverwege de bouwput.

Alle bronnen hadden een filterdiameter van 315 mm en een filterlengte van 10 m (NAP -22 tot -32 m). De capaciteit van de bronnen bedroeg 150 m<sup>3</sup>/uur. In de praktijk varieerde het onttrekkingsdebiet van de verschillende bronnen tussen 27 en 65 m<sup>3</sup>/uur, afhankelijk van de vereiste verlaging en de fase van de proef (wel of geen stationaire situatie).

#### Modelberekeningen

Om de hydraulische weerstand van de diepwanden te kunnen bepalen zijn deze als speciale zones in het model ingevoerd. Voor deze zones is een equivalente doorlatendheid bepaald, zodanig dat de lek door de diepwand, gegeven een zeker stijghoogteverschil, in het model en in werkelijkheid met elkaar overeenkomen.

De weerstand van de diepwand kan worden omgerekend naar een equivalente doorlatendheid ( $k$ -waarde) volgens de relatie (zie ook figuur 3):

$$k_{dw} = \frac{B_{dw}}{c_{dw}}$$

In het model worden de geohydrologische para-

meters van de diepwand toegekend aan een zone met breedte  $B'$ , een waarde die veelal groter is dan de werkelijke dikte van de diepwand. De in het model in te voeren doorlatendheid kan nu uit de diepwandweerstand worden berekend volgens:

$$k' = \frac{B'}{c_{dw}}$$

Met deze vergelijking kan de doorlatendheid, en derhalve ook het doorlaatvermogen, van de verschillende modellen ter plaatse van de diepwand worden aangepast, in overeenstemming met de veronderstelde waarde van de diepwandweerstand.

Om een uitspraak te doen over de te verwachten weerstand van de diepwand zijn met het model tijdsafhankelijke berekeningen uitgevoerd waarvan de resultaten zijn vergeleken met het gemeten stijghoogteverloop. Om een representatieve verdeling van weerstandswaarden te krijgen zijn de berekeningen van de 1e controleproef uitgevoerd met een c-waarde voor de diepwand van 100, 200, 400, 600 en 1000 dagen, omgerekend naar een equivalente doorlatendheid. Uit indicatieve modelberekeningen is gebleken dat een variatie van de c-waarde van de onderliggende scheidende laag, binnen de vermoedelijke spreiding op basis van beschikbare literatuurgegevens, nauwelijks waarneembaar is in het stijghoogteverloop. Voor de analyse van de controleproeven is deze weerstand dan ook als vast gegeven beschouwd.

Op basis van overeenkomst tussen de berekende en waargenomen tijd-stijghoogtelijnen kon een uitspraak gedaan worden over de (vermoedelijke) weerstandswaarde van de diepwand in de directe omgeving van de betreffende peilbuis.

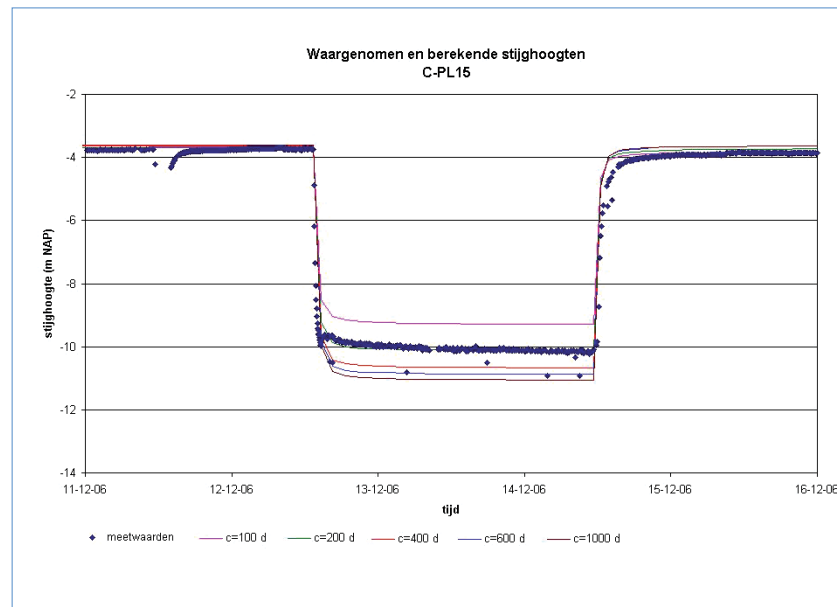
### 1e controleproef

Bij de eerste fase van de 1e controleproef (met aan één zijde de bouwput open) is de stijghoogte nabij de bronnen aan de uiterste westzijde van de bouwkuip verlaagd tot NAP -14 m. Deze fase duurde van 12 tot 14 december 2006.

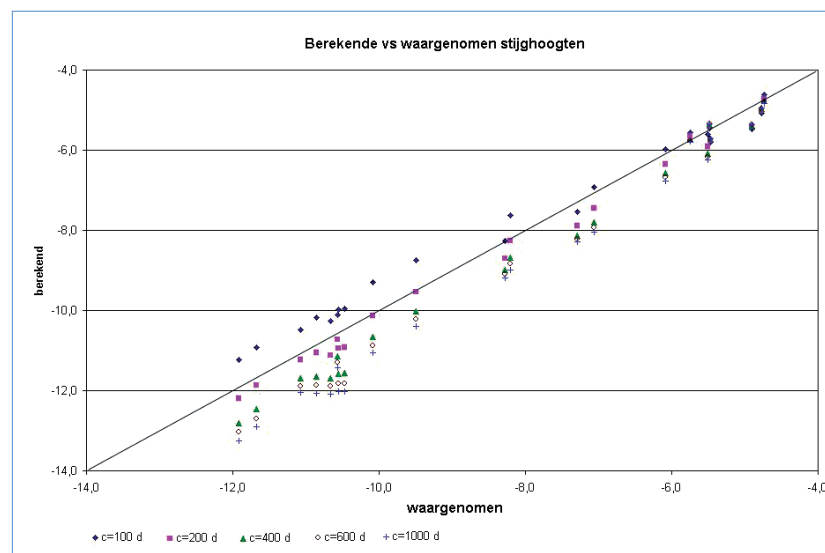
De tijdsafhankelijke berekeningen zijn circa 2,5 dag vóór aanvang van de proef gestart, waarmee de uitgangssituatie goed is gesimuleerd.

Vervolgens is gerekend met een per bron gemiddeld onttrekkingsdebiet en is na beëindiging van de onttrekking nog 48 uur doorgerekend om de terugkeer tot de oorspronkelijke situatie te simuleren.

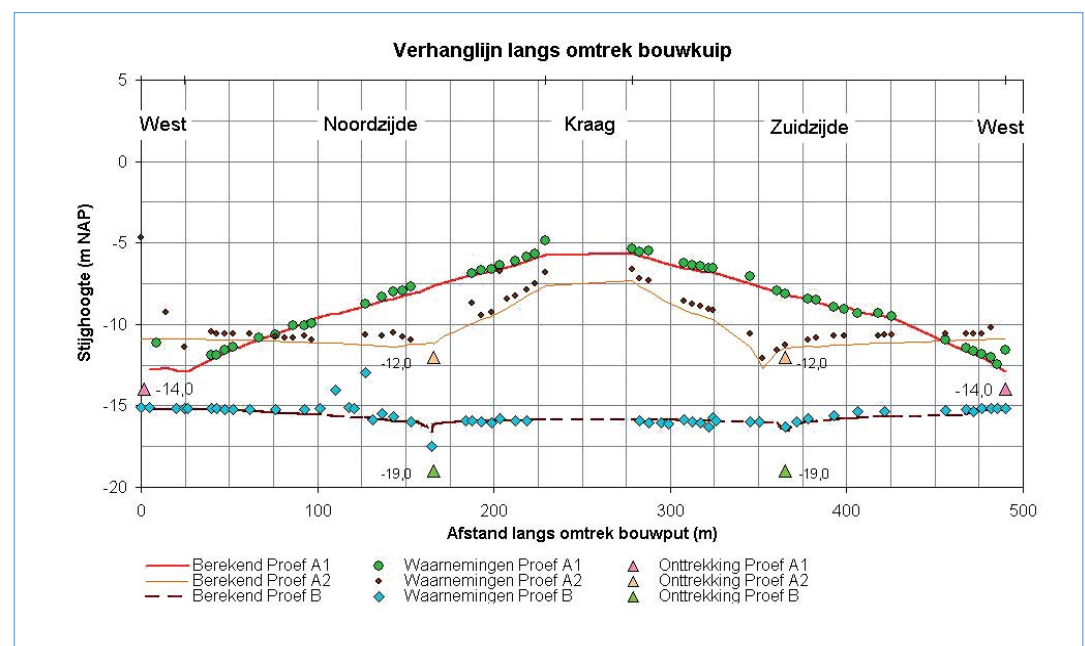
**Figuur 4** geeft een typisch tijd-stijghoogteverloop tijdens de 1e controleproef in 1 peilbuis (CPL-15). In **figuur 5** zijn de stijghoogten, geregistreerd aan het eind van de verlagingfase, ver-



**Figuur 4**  
Berekend en gemeten stijghoogteverloop 1e controleproef.



**Figuur 5**  
Berekend en gemeten stijghoogteverloop 1e controleproef.



**Figuur 6** Gemeten en berekende verhanglijnen langs binnenomtrek bouwput.

geleken met de met het model berekende stijghoogten behorend bij verschillende waarden voor de diepwandweerstand.

Na de eerste fase is van 18 tot 21 december 2006 het tweede deel van de proef uitgevoerd. Hierbij is de stijghoogte nabij de twee centraal gelegen bronnen verlaagd tot NAP -12 m. Ook tijdens deze proef was de bouwkuip aan de oostzijde niet gesloten. De waarnemingen zijn op dezelfde wijze vergeleken met de berekende stijghoogten als bij het eerste deel van de controleproef.

Op basis van de gemeten en berekende stijghoogten in de verschillende peilbuizen langs de binnenzijde van de diepwand, is een verhanglijn opgesteld lopend van de westzijde via de noordzijde, de kraagconstructie en de zuidzijde weer terug naar het beginpunt aan de westzijde.

In *figuur 6* zijn de verhanglijnen van beide fasen van de 1e controleproef (A1 en A2) en van de 2e controleproef (B) weergegeven. Hierin is duidelijk waar te nemen dat tijdens de 1e controleproef de stijghoogte ter hoogte van de kraagconstructie tot maximaal circa NAP -6 m is verlaagd. Hierdoor vindt toestroming naar de onttrekkingsbronnen plaats. Tijdens de eerste fase van de proef (1A) is deze toestroming (gezien het flauwere verhang) geringer dan tijdens de tweede fase (1B). De mate van toestroming is niet nader geanalyseerd.

Tijdens proef 1B wordt westelijk van de onttrekkingsbronnen een vrijwel horizontale verhanglijn

waargenomen, hetgeen op een relatief homogene situatie wijst.

Op basis van de berekeningen van de 1e controleproef, zowel het verloop van de tijd-stijghoogtelijnen voor de verschillende peilbuizen en het verloop van de verhanglijn langs de binnenomtrek van de put (*figuur 4* en *5*), kon worden geconcludeerd dat er geen afwijkingen zijn aan de diepwanden in het westelijk deel van de bouwput en dat hiervoor een gemiddelde weerstand van circa 200 dagen kon worden aangehouden. De resultaten voor de peilbuizen buiten de diepwand aan de westzijde van de bouwput wijzen zelfs op hogere waarden; buiten de diepwand zijn nagenoeg geen veranderingen waargenomen in de stijghoogte van het 1e watervoerend pakket. Ook is geen invloed gemeten van de controleproef op de freatische grondwaterstanden.

Over de westelijke diepwand kon na de 1e controleproef geen uitspraak worden gedaan, vooral omdat de onttrekkingsbronnen direct naast deze wand geplaatst waren en de waargenomen verlagingen derhalve niet representatief zijn voor de diepwand. Op basis van het tweede deel van de 1e controleproef wordt hier geen andere weerstandswaarde verwacht dan voor de rest van de westzijde van de bouwkuip.

## 2e controleproef

Na de 1e controleproef is gestart met het creëren van de vrieswand om zo samen met de diepwand de bouwput waterdicht te maken.

Aangezien deze kraagconstructie een essentieel onderdeel is van de bouwput, en omdat relatief

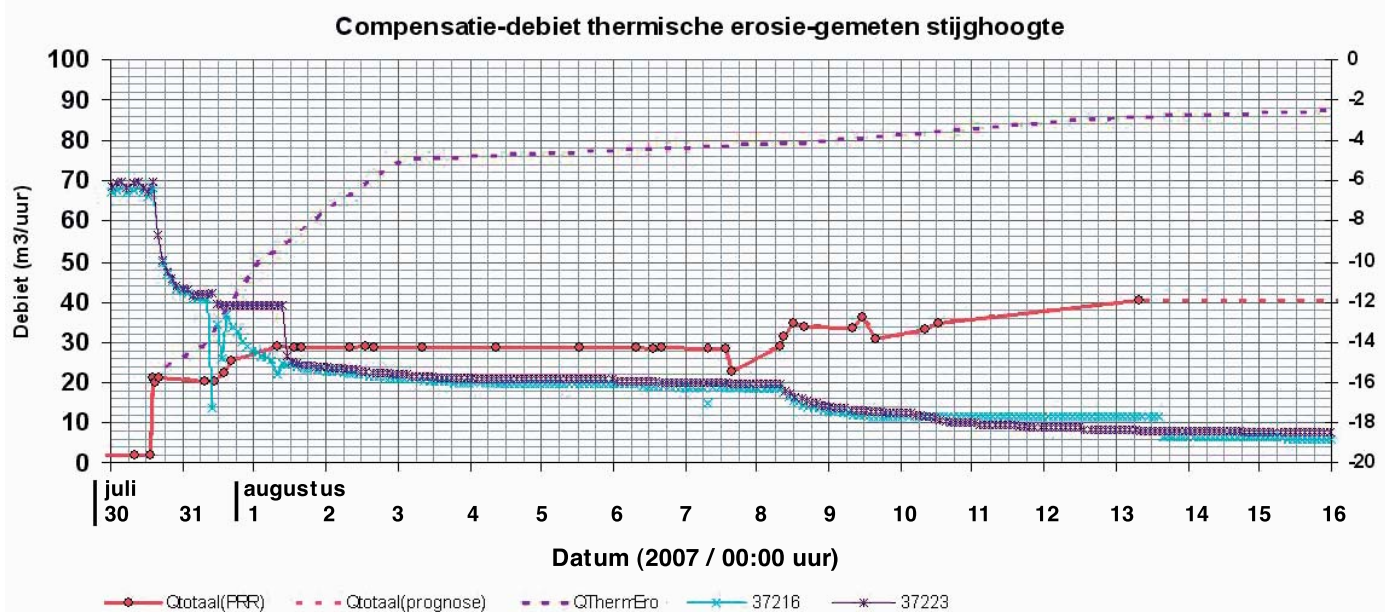
kleine lekkages door thermische erosie zich in de loop van de tijd kunnen ontwikkelen tot moeilijk te beheersen proporties (met een risico voor opbarsten of inundatie van de bouwput), was het noodzakelijk de waterdichtheid van de vrieswand met een hoge mate van zekerheid vast te stellen.

Om deze reden is de 2e controleproef uitgebreid en qua uitvoering en doorlooptijd aangepast. Als extra doelstelling is aan deze controleproef toegevoegd: het aantonen van uitblijvende thermische erosie van de vrieswand. De proef is gehouden tussen 30 juli en 22 augustus 2007, waarbij op 8 augustus het afmalingsniveau is verlaagd tot NAP -19 m.

Voorafgaand aan de proef is met het MicroFem model berekend wat de mogelijke gevolgen zijn van een gat in de vrieswand, in termen van waterbezwaar en stijghoogteverlagingen. [2] Uit deze indicatieve berekeningen volgt dat bij een gat van toenemende grootte rekening gehouden moet worden met een (aanzienlijke) toename van het onttrekkingsdebiet in de put, zie *figuur 7*.

Het feit dat zowel het debiet als de verlagingen gedurende langere tijd vrijwel constant waren, zoals weergegeven in *figuur 7*, waren de 1e indicatie dat de vrieswand waterdicht was. De resultaten van de 1e controleproef zijn geverifieerd tijdens de 2e controleproef, waarbij dezelfde rekenmethode is toegepast. Om een representatieve verdeling van weerstandswaarden te krijgen zijn de berekeningen nu uitgevoerd met een c-waarde voor de diepwand van

**Figuur 7**  
Verloop  
gemeten  
debiet en  
stijghoogte  
nabij vries-  
wand.



100, 150, 175, 200 en 250 dagen. Voor de vrieswand is in de berekeningen aangenomen dat deze 100% waterdicht is.

In *figuur 6* is de verhanglijn weergegeven langs de binnenzijde van de bouwput (de onderste stippellijn). Het vlakke verloop is een bevestiging van de aanname dat er geen sprake is van een lekkage ter plaatse van de vrieswand en dat deze inderdaad waterdicht mag worden verondersteld.

Uit de resultaten van de 2e controleproef volgt dat de gemiddelde waarde voor de weerstand van alle diepwanden circa 200 dagen is. Ook bevestigen de resultaten de aanname dat de vrieswand voor 100% waterdicht is en zodoende niet gevoelig voor thermische erosie.

### Conclusies

Aan de hand van een vergelijking van de stijghoogtewaarnemingen en de modelberekeningen is geconcludeerd dat de weerstand van de diepwand gemiddeld ongeveer 200 dagen bedraagt, dat er geen lokale afwijkingen zijn en dat de

vrieswand volledig waterdicht is. De berekende waarde voor de weerstand van de diepwanden is lager dan de toetswaarde van 500 dagen, maar voldoet nog wel aan de eis van ten minste 200 dagen, waarop de onttrekkingsvergunning is gebaseerd. Ondanks de tegenvallende weerstandswaarde voor de diepwanden kan de hypothese dat de bouwput voldoende waterdicht is toch bevestigd worden.

Op basis van de resultaten van de controleproeven is aangetoond dat de verschillende besteksonderdelen elk afzonderlijk aan het criterium van waterdichtheid voldeden. Deze uitspraak was alleen mogelijk vanwege de zeer intensieve monitoring, waarbij met een zekere mate van uitval rekening is gehouden. Op basis van de resultaten van de controleproeven bleken geen reparatiewerkzaamheden aan de diepwanden nodig.

Met behulp van het beschikbare geohydrologische model bleken de controleproeven goed te analyseren, mede doordat het model is opgebouwd met gegevens uit een bredere omgeving en over langere meetperioden. Het model maak-

te het verder mogelijk om, voorafgaand aan of tijdens uitvoering van de proeven, snel verschillende varianten op de gevolgen voor grondwaterstands- en stijghoogteverandering te beoordelen, zoals ook voor de effecten van thermische erosie van de vrieswand is gedaan.

### Bronnen en referenties

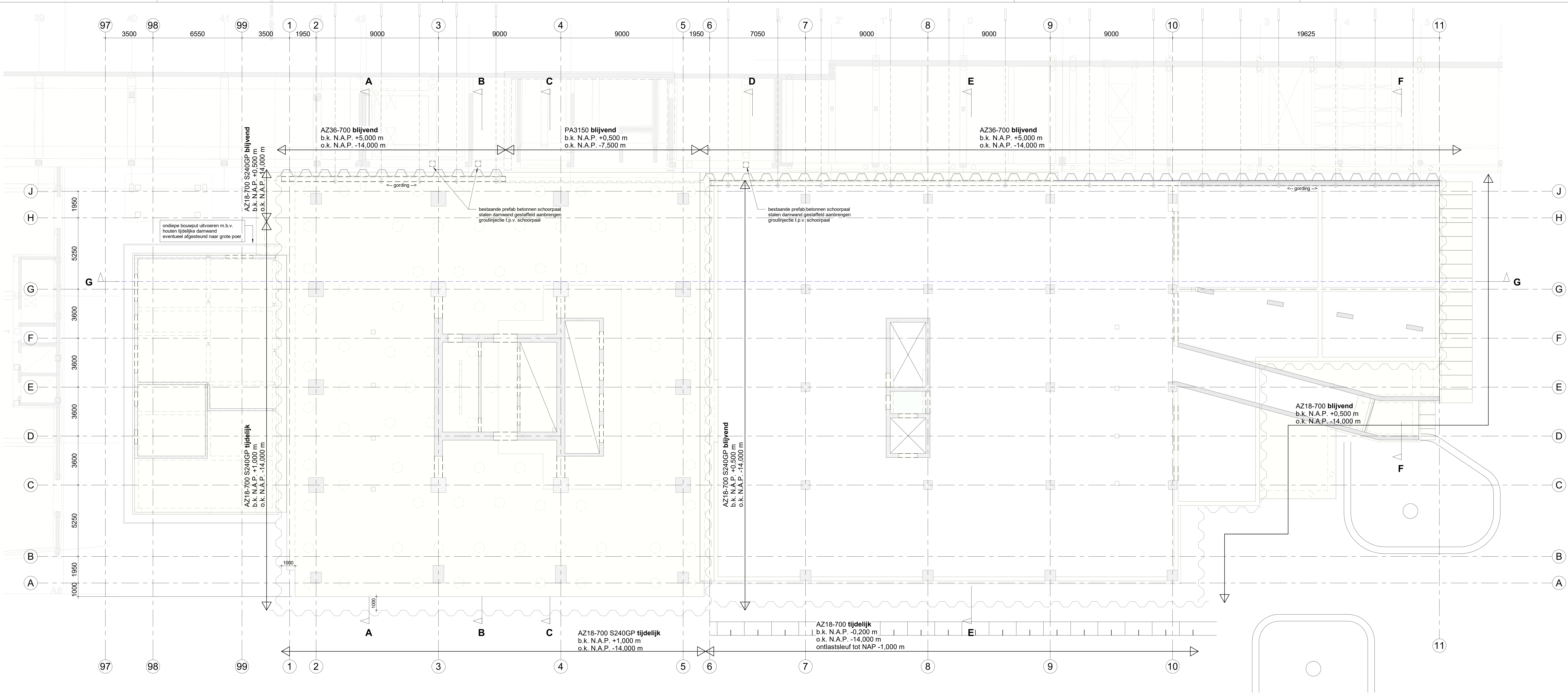
- [1] Doelder, B.R. de, Slot A.F.M. (2010), *De beheersing van het grondwater bij Metrostation CS, Rotterdam*. Civiele Techniek, jaargang 65, nr. 2010, p. 21-24.
- [2] Thumann, V.M., Hannink, G. and Doelder, B.R. de (2009), *Ground Freezing and Groundwater Control at Underground Station CS in Rotterdam*. Proc. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, 5-9 Oct. 2009, p. 2560-2567.
- [3] Elprama, R., Hannink, G. en Thumann, V.M. (2007), *Waterdichtheid van diepwanden*. Geotechniek nr. 1, januari 2007, p. 56-61.
- [4] K. Hemker, C.J. & De Boer, R.G. 2005. *MicroFem version 3.60.58*, 1997-2005. ■

ADVERTENTIE



## Bijlage 3 Meest recente tekeningen set bouwput





#### Werkvolgorde

Bestaande fundering schoon graven. Palen verklikken.  
Stalen damwanden aanbrengen  
Groutinjectie tpv schoorpalen  
Obstakels verwijderen tpv houten damwanden  
Houten damwand plaatsen

Palen hoogbouw (verdiepte) aanbrengen (groutbassin tpv laagbouw deel)  
Palen laagbouw innemen en doormeten  
Plaatselijk ontgraven tot NAP -1.25 tbv aanbrengen groutankers en gordingen  
Aanbrengen en afspannen groutankers onder plintbebouwing

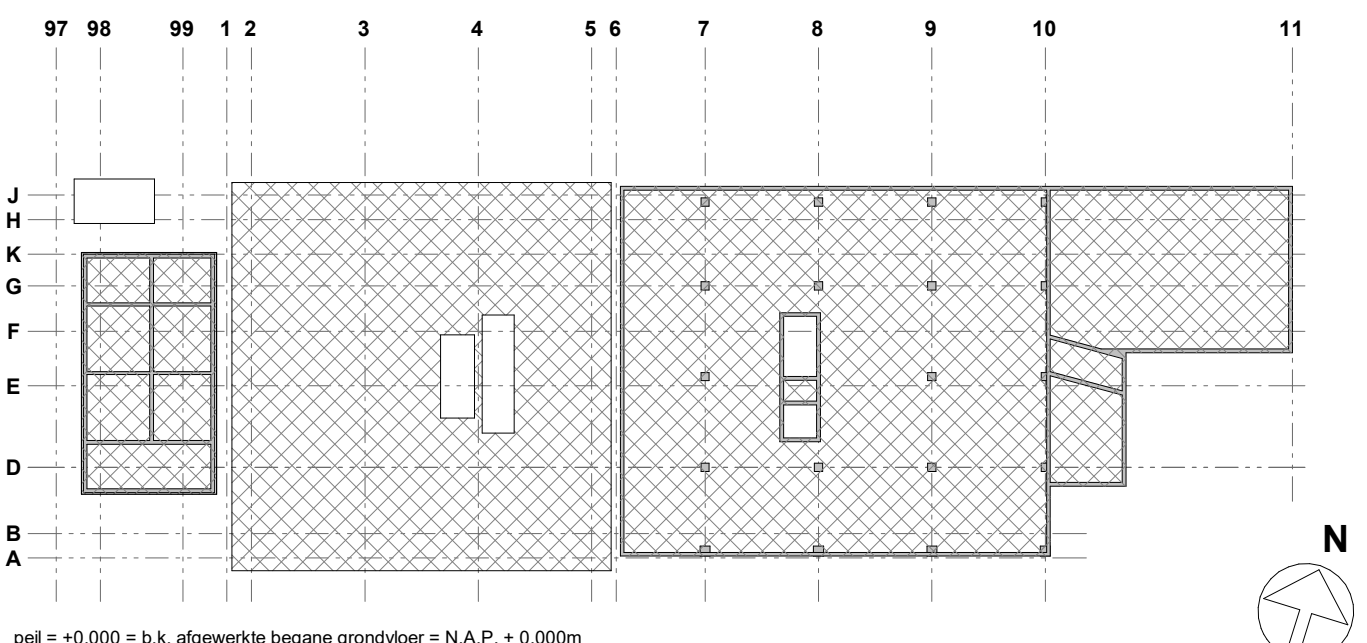
Diepe ontgraving hoogbouw poer  
Gewapend werkvloer tot aan damwand  
Palen afbranden, wapenen, storten  
Groutankers verwijderen  
Damwand as J afbranden op hoogte  
Poer wapenen en afstorten  
EPS aanbrengen (zie advies We-boost)  
Damwand verwijderen (of afbranden op hoogte)

Houten damwand techniekruimte oost  
Ontgraven NAP -1.8m  
Storten keldervloer, kelderwandjes, kelderdek  
Verwijderen houten damwand

Aanbrengen ontlastsleuf + draglineschotten tpv as A  
Diepe ontgraving laagbouwkelder  
Palen snellen, opnieuw innemen en doormeten

Fundering en keldervloer storten  
Groutankers verwijderen  
Kelderdek storten  
Kelderdek storten  
EPS aanbrengen (zie advies We-boost)  
Aanvullen rondom  
Damwanden verwijderen (of afbranden op hoogte)

bouwkundige gegevens volgens model NRD 0.4, 28-06-2022  
(staal weergave)



Wp. datum omschrijving wijziging getekend gecontroleerd

0 30-06-2022 eerste uitgave MPa JSc  
project adres project nr  
TreeHouse Rotterdam Deftingse 42 Rotterdam 9464

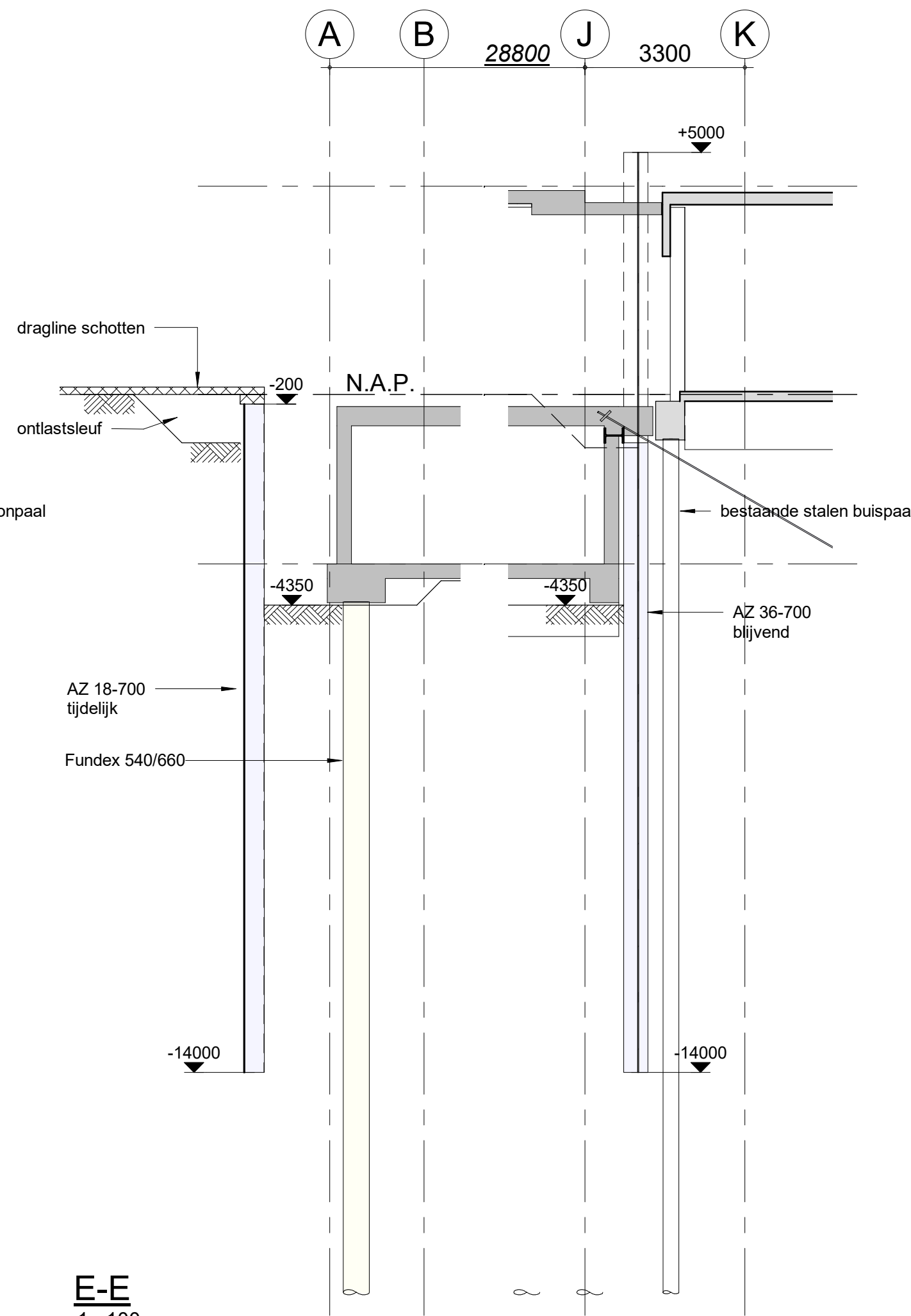
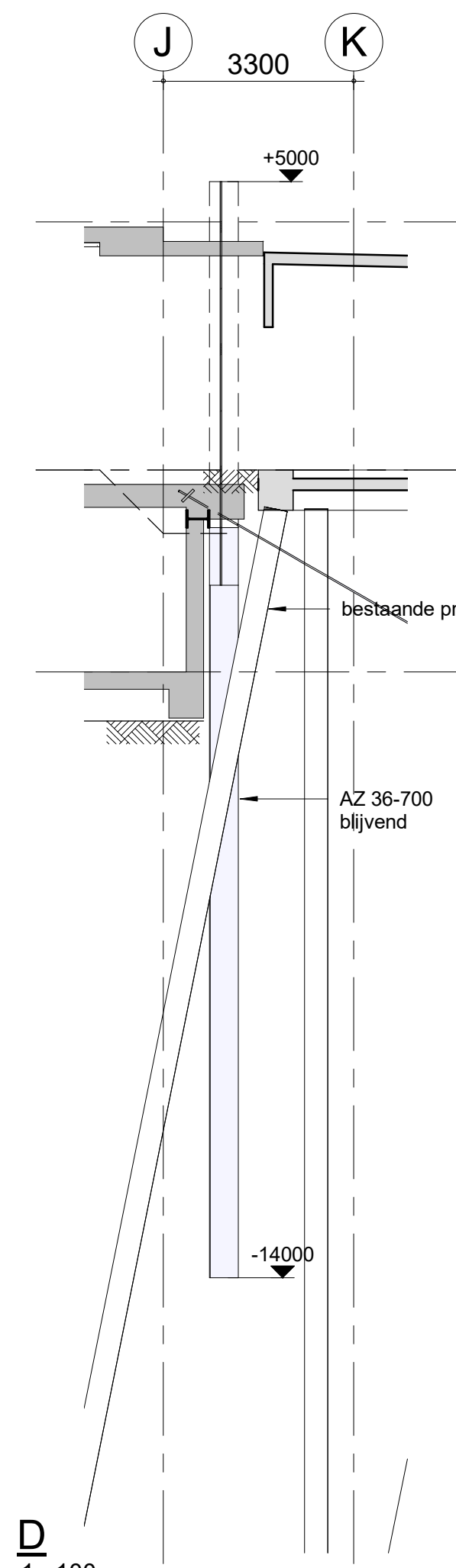
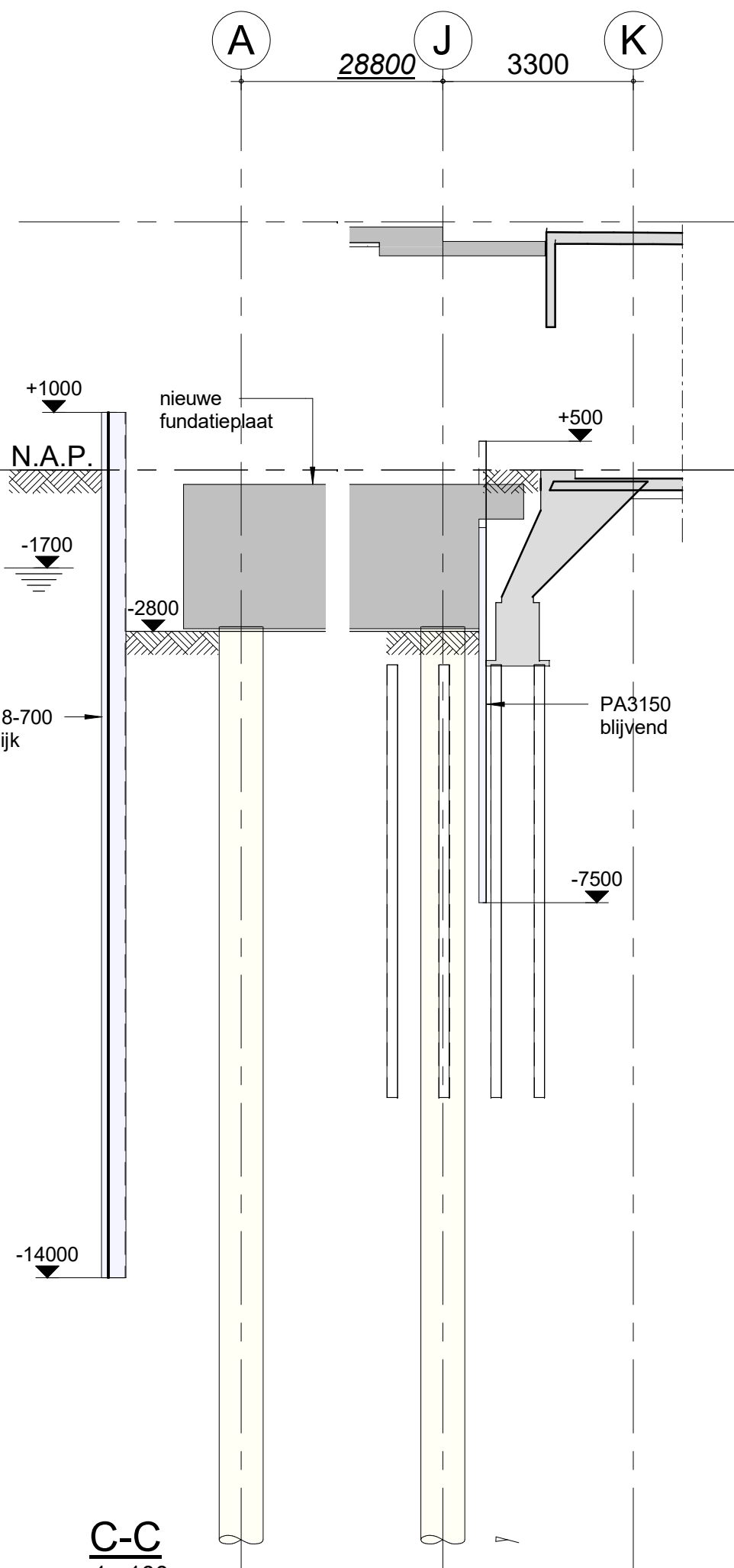
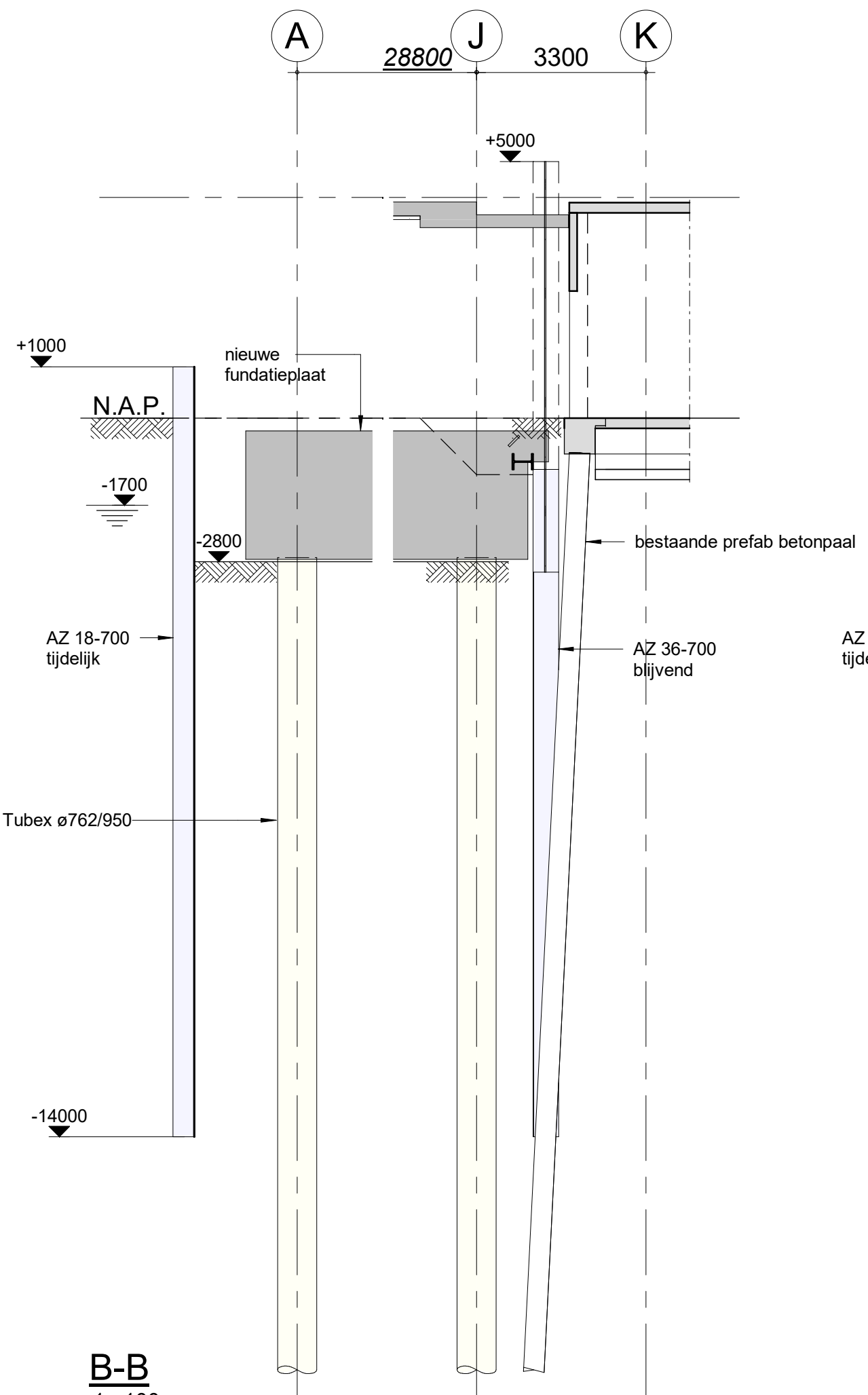
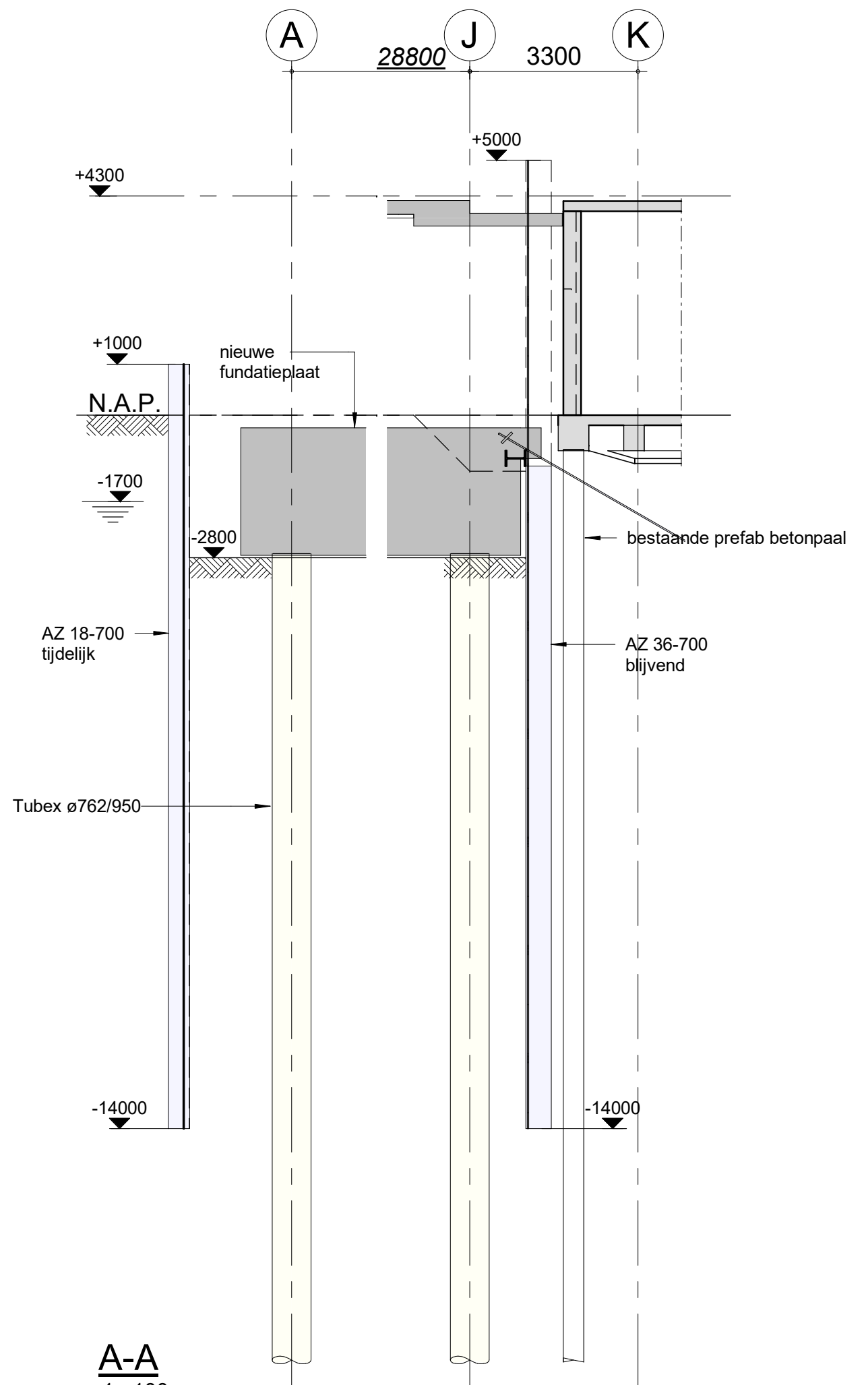
omschrijving  
Bouwput plattegrond

tekening nr schaal wijziging fase status formaat  
C-TO-BP-00 1:100 0 TO definitief A0

**bam** BAM Advies & Engineering  
Postbus 51  
3980 CB Bunnik  
030-4598533

Recht bestaand: 1TRH-B-BWVC-C-R21





#### Werkvolgorde

Bestaande fundering schoon graven. Palen verklikken.  
Stalen damwanden aanbrengen  
Groutinjectie tpv schoorpalen  
Obstakels verwijderen tpv houten damwanden  
Houten damwand plaatsen

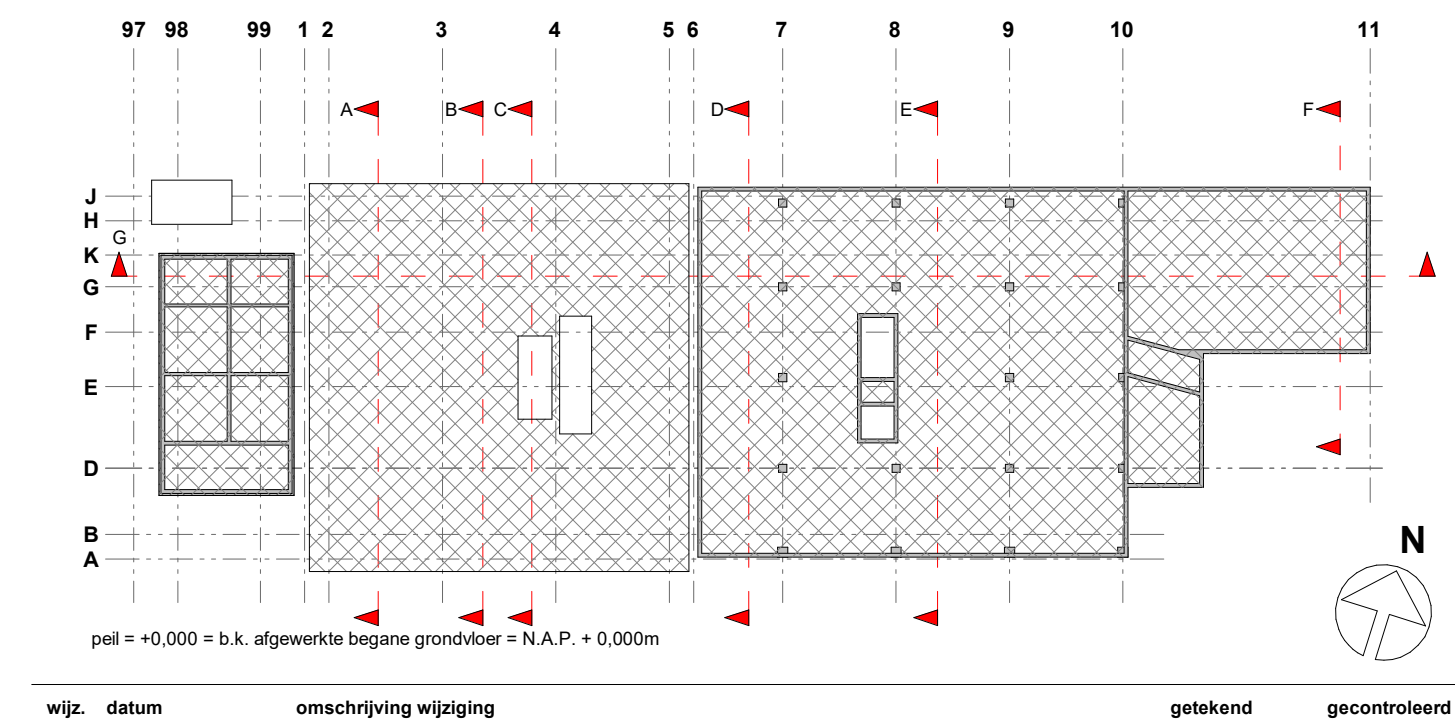
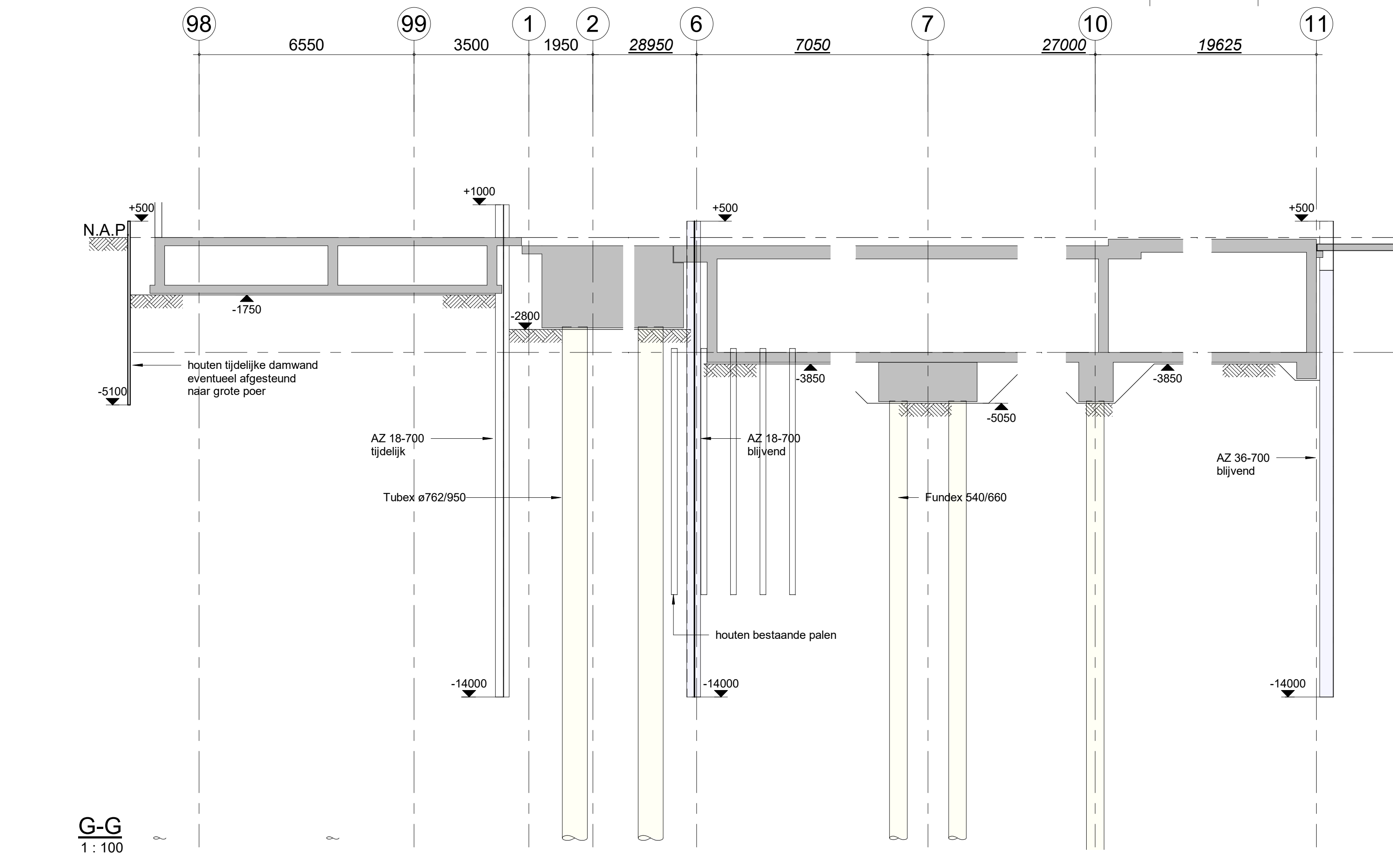
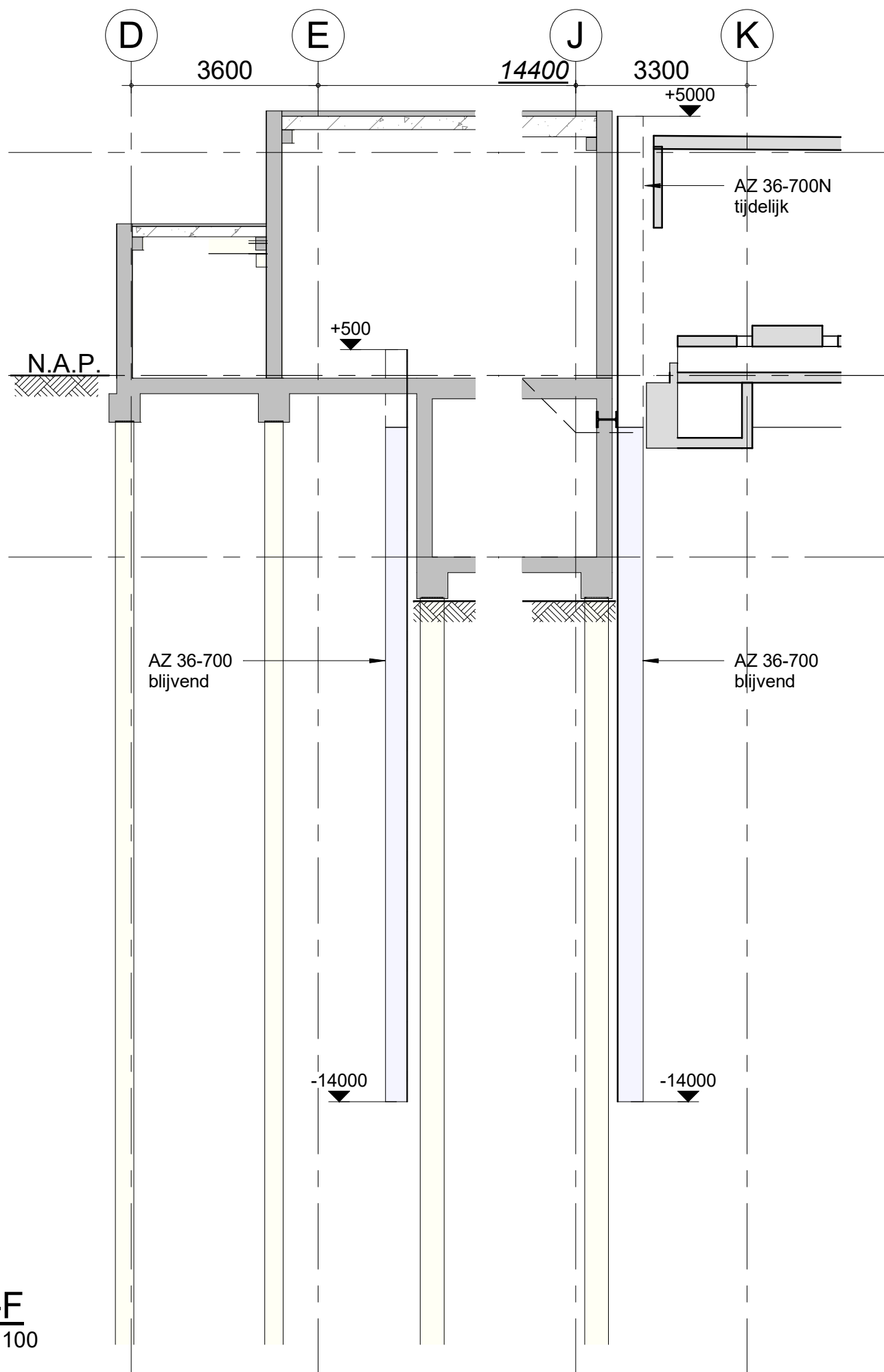
Palen hoogbouw (verdiepte) aanbrengen (groutbassin tpv laagbouw deel)  
Palen laagbouw aanbrengen  
Palen laagbouw inmeten en doormeten  
Plaatselijk ontgraven tot N.A.P. -1.25 tbv aanbrengen groutankers en gordingen  
Aanbrengen en afspannen groutankers onder plintbebouwing

Diepe ontgraving hoogbouw poer  
Gewapend werkvloer tot aan damwand  
Palen afbranden, wapenen, storten  
Groutankers verwijderen  
Damwand as J afbranden op hoogte  
Poer wapenen en afstorten  
EPS aanbrengen (zie advies We-boost)  
Damwand verwijderen (of afbranden op hoogte)

Houten damwand techniekruimte oost  
Ontgraven NAP -1.8m  
Storten keldervloer, kelderwandjes, kelderdek  
Verwijderen houten damwand

Aanbrengen ontlastsleuf + draglineschotten tpv as A  
Diepe ontgraving laagbouwkelder  
Palen snellen, opnieuw inmeten en doormeten

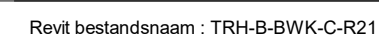
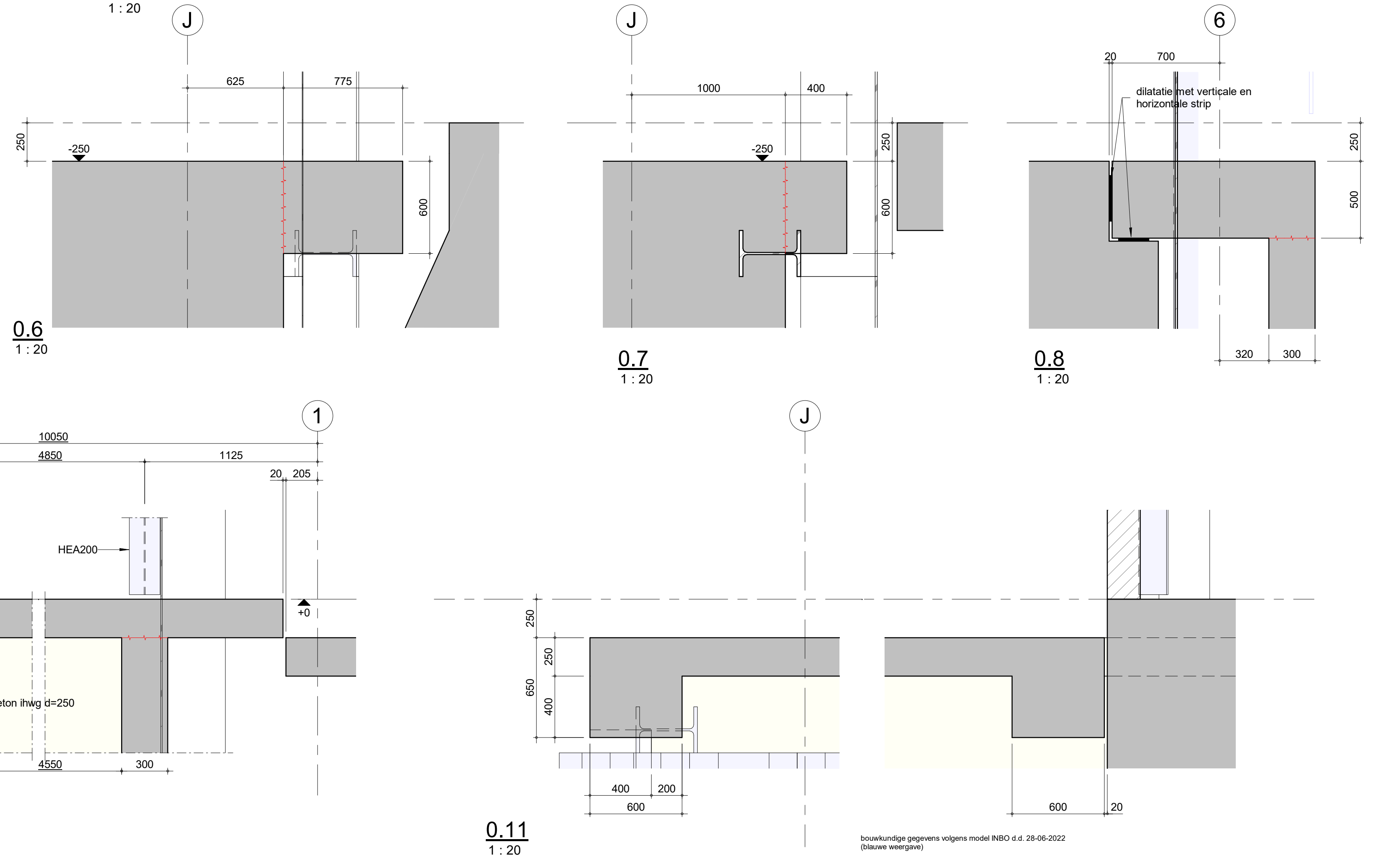
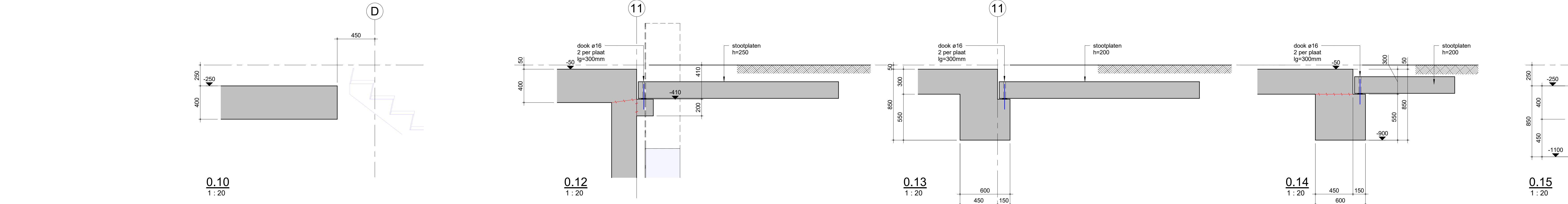
Fundering en keldervloer storten  
Groutankers verwijderen  
Kelderwanden storten  
Kelderdek storten  
EPS aanbrengen (zie advies We-boost)  
Aanvullen rondom  
Damwanden verwijderen (of afbranden op hoogte)



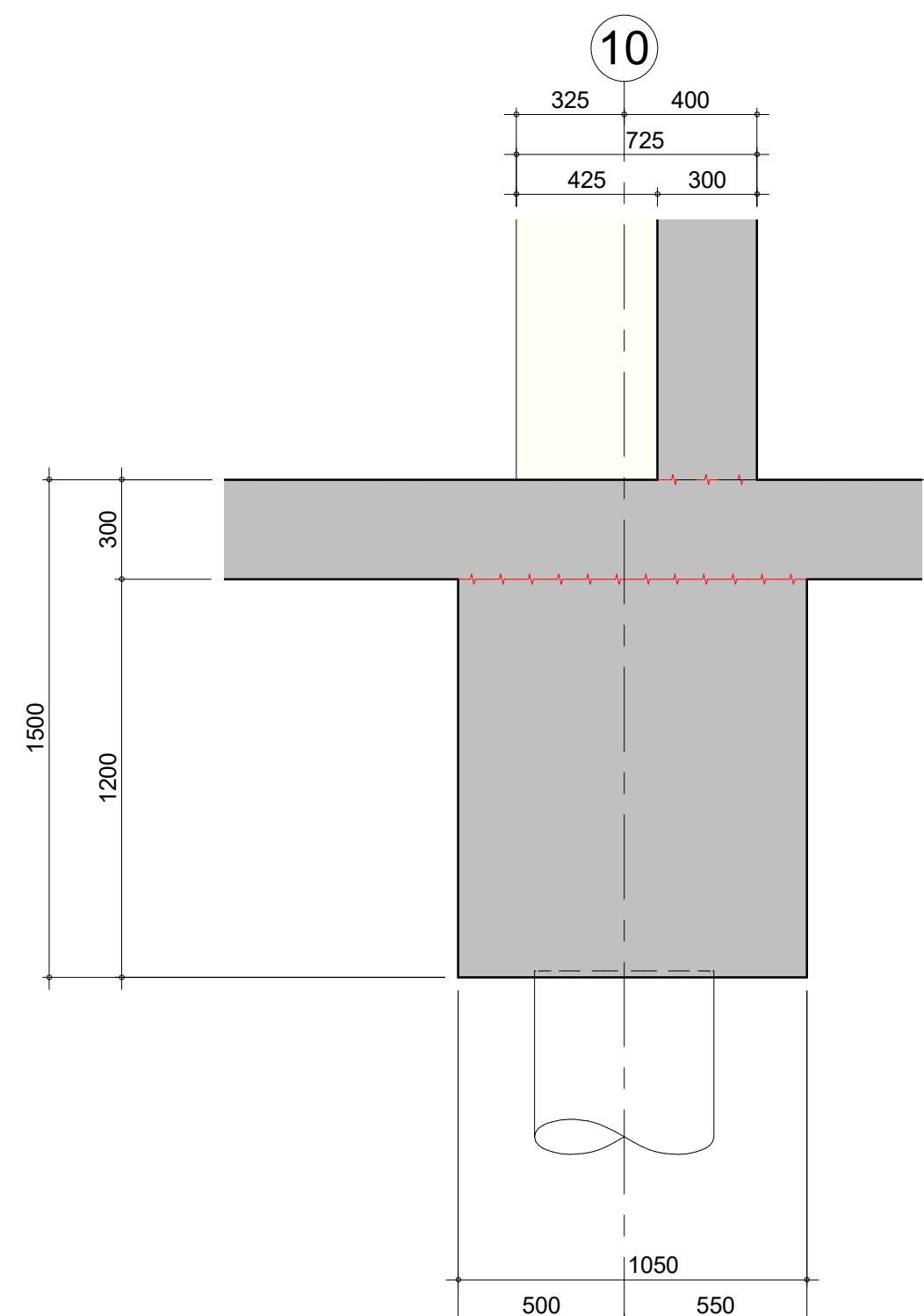
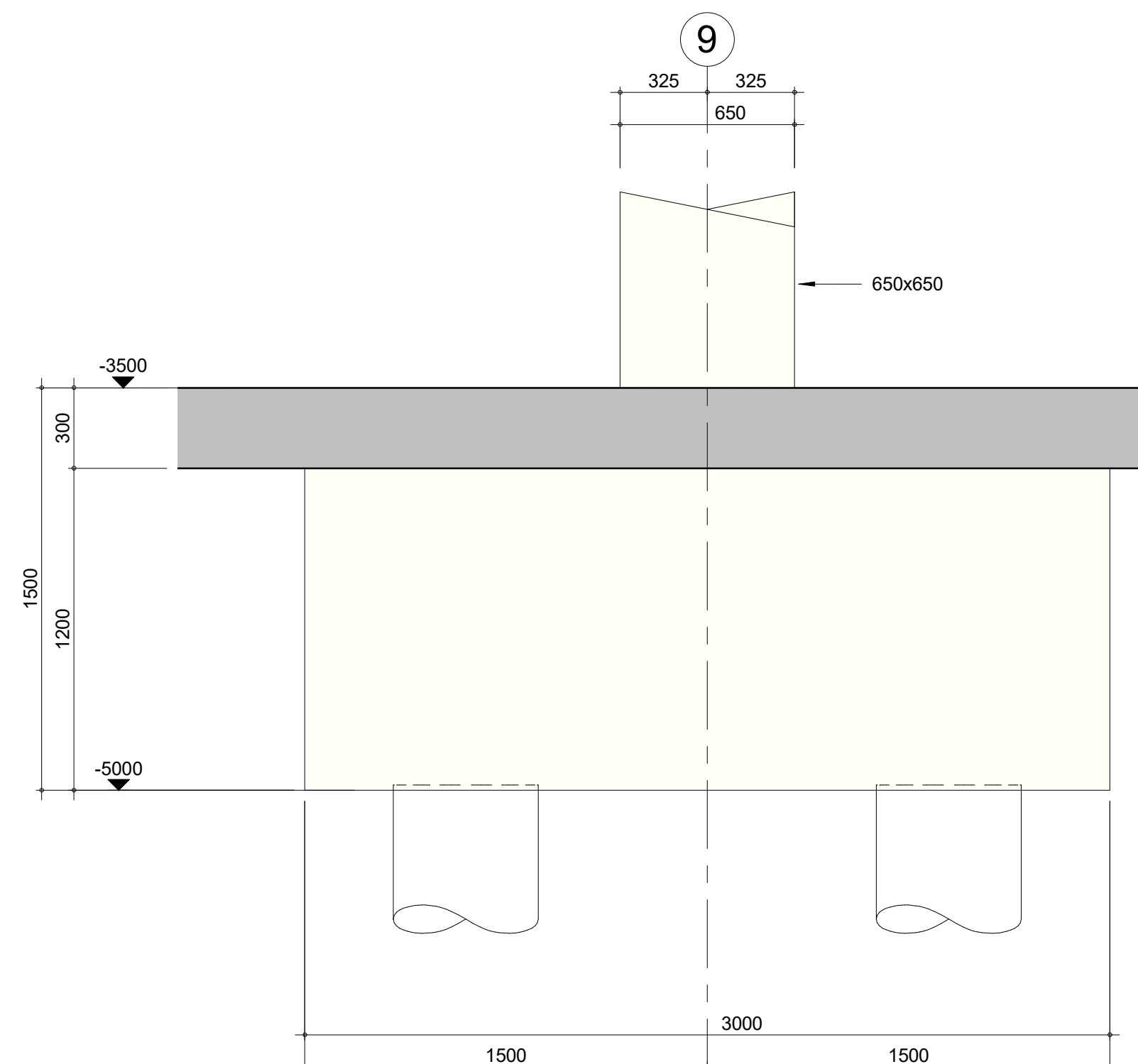
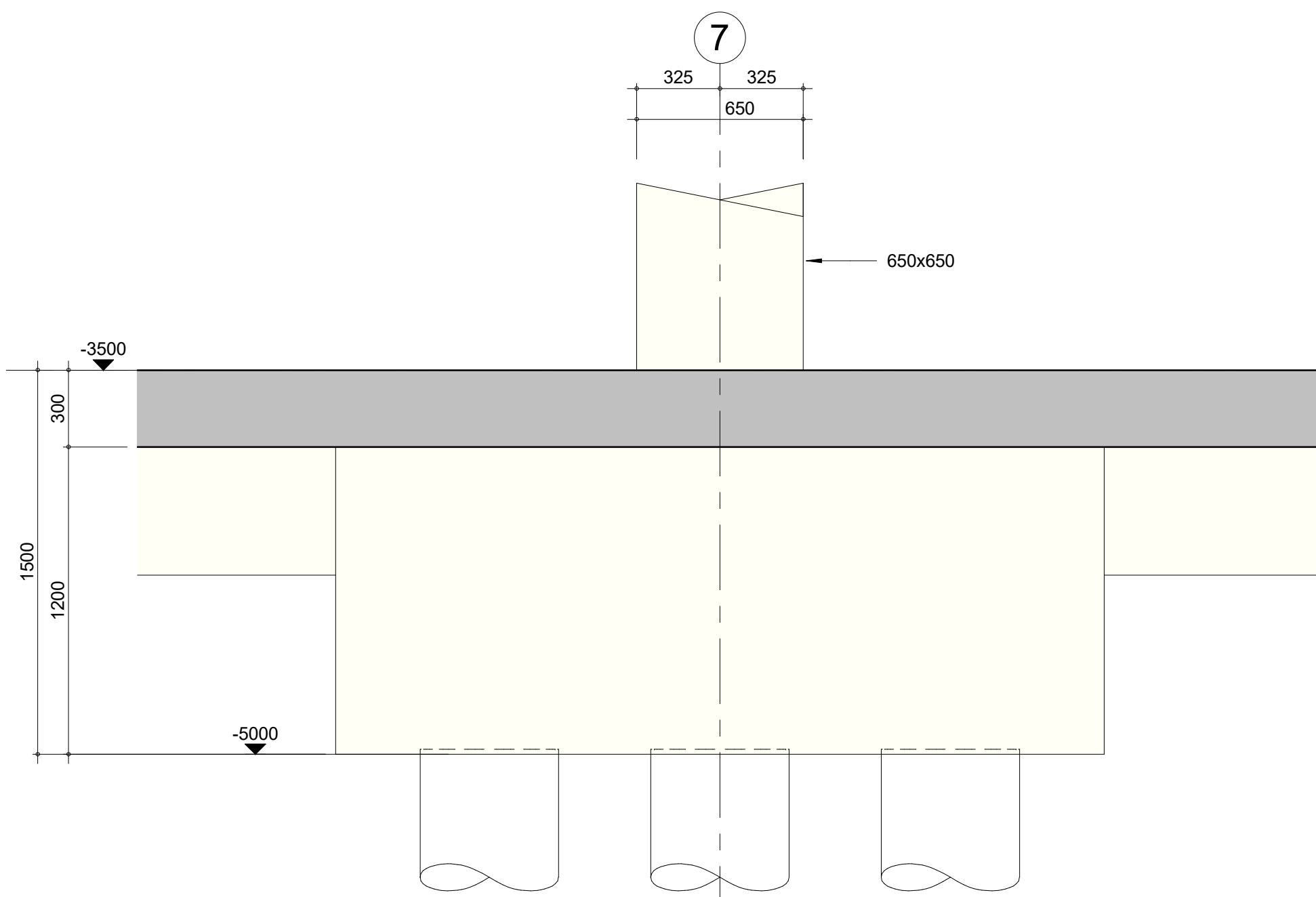
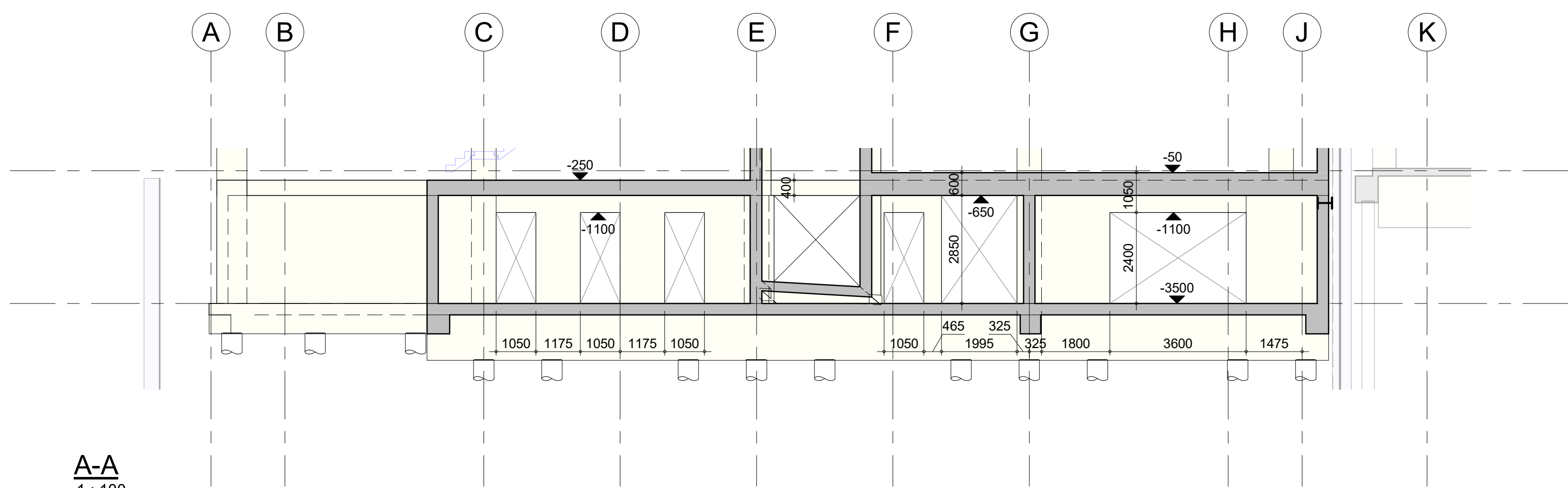
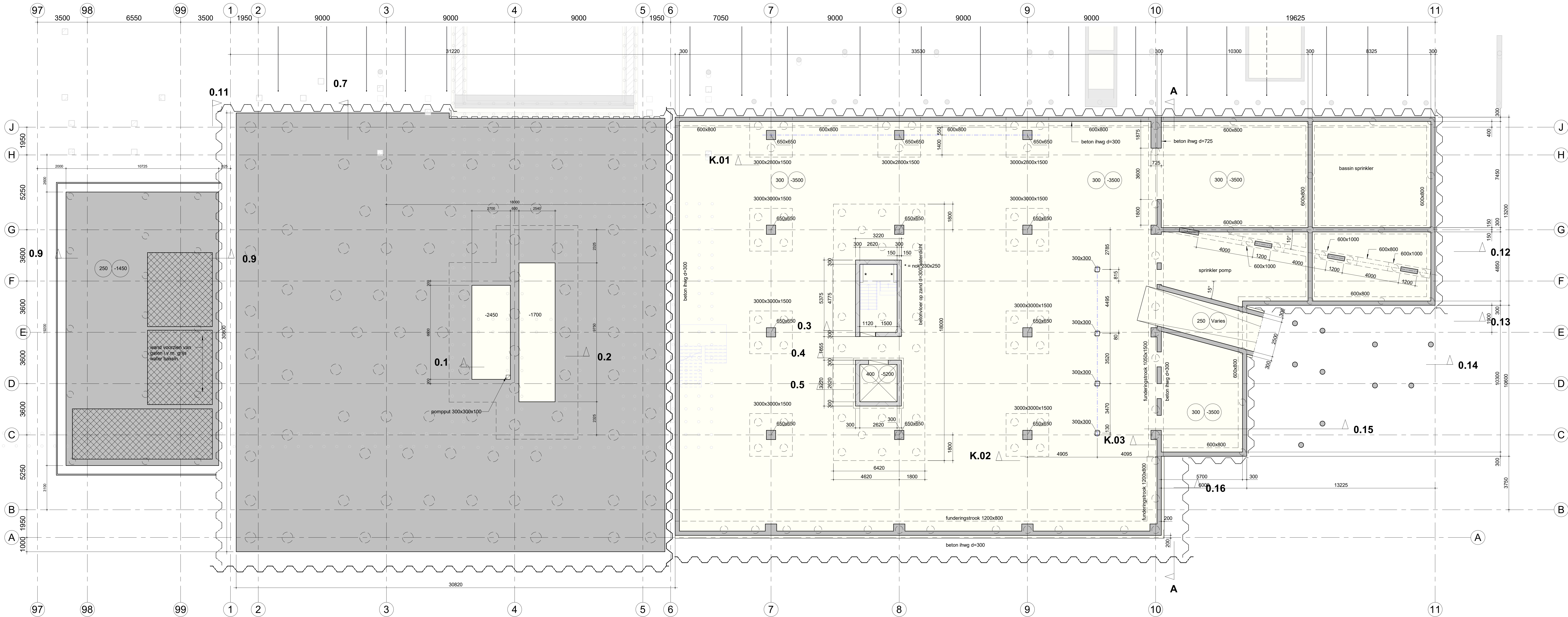
0	30-06-2022	eerste uitgave	MPa	JSc
project	TreeHouse Rotterdam		adres	project nr
			Oudeplein 42 Rotterdam	9464
omschrijving	Bouwput doorsneden			

tekening nr	schaal	wijziging	fase	status	formaat
C-TO-BP-01	1:100	0	TO	definitief	A0

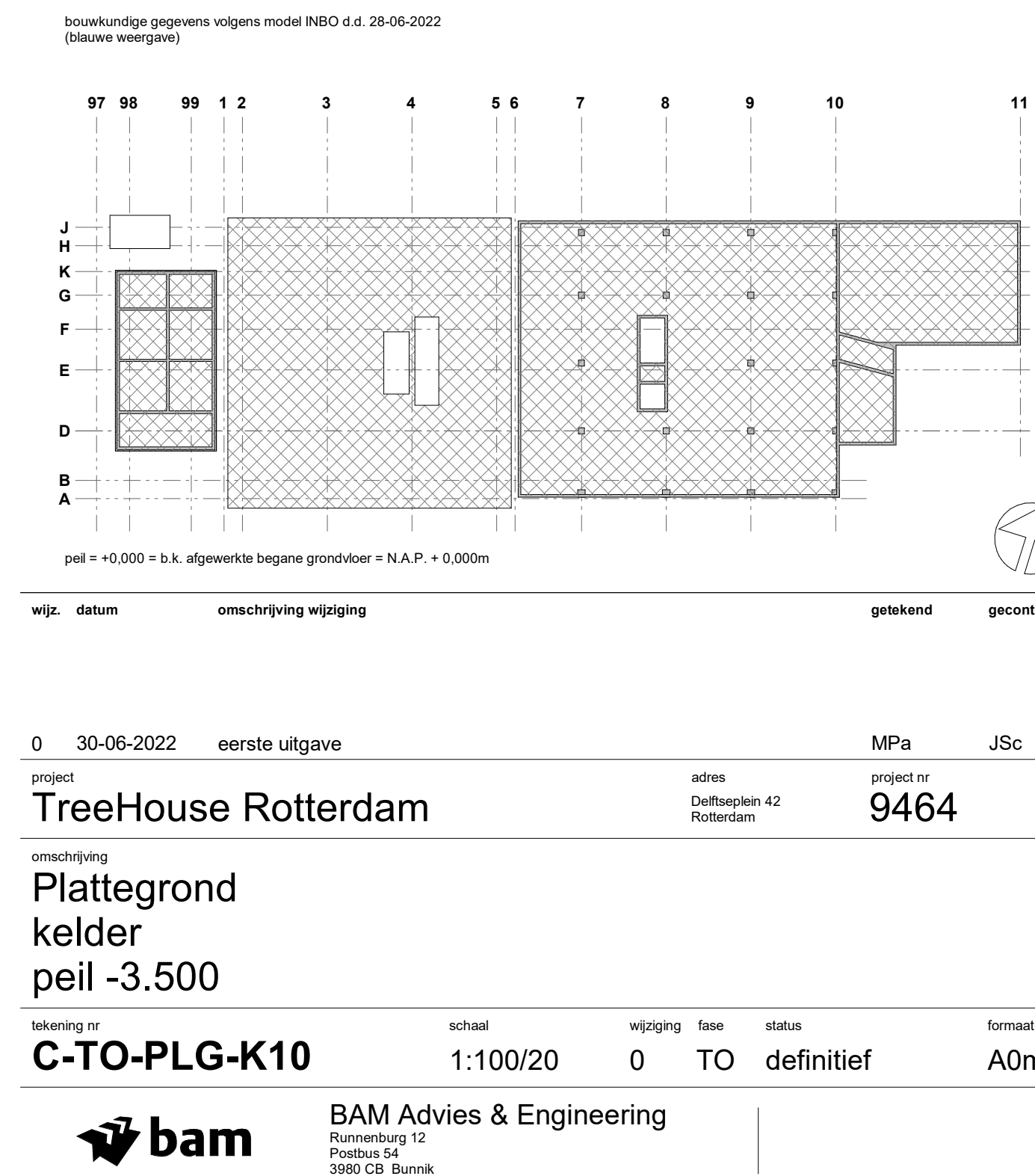








renvooi (tenzij anders aangegeven)			
(peil = 0 = bovenkant afgewerkte vloer, begane grond)			
Alle peilmaten t.o.v. peil = 0			
alle maten in mm			
<b>Algemeen:</b>			
Voor vormgeving prefab trappen (incl. hoeklijnen), bordessen en balkonplaten zie tekening architect			
Alle geprefabriceerde onderdelen dienen te worden opgelegd op een oplegmatras volgens opgave leverancier			
Brandwerendheidseis draagconstructie: 120 min.			
<b>Belastingen:</b>			
Voor ontwerp-en belastinguitgangspunten zie rapport BAM A&E 9464A001			
<b>Materialisatiespecificaties:</b>			
<b>Beton:</b>			
Balken	in situ, binnen	C55/67	XC1
Balken	prefab, binnen	C55/67	XC1
Funderingsbalken	in situ, vochtig, buiten	C30/37	XC4, XF2
Funderingsplaat hoogbouw	in situ, vochtig, buiten	C55/67 (90 dagen)	XC4, XF2
Funderings poeren laagbouw	in situ, vochtig, buiten	C45/55	XC4, XF2
Kolommen	in situ, binnen	C55/67	XC1
Kolommen	in situ, buiten	C30/37	XC4, XD3, XF4
Kolommen (as A)	in situ, buiten	C55/67	XC4, XD3, XF4
Kolommen	prefab, binnen	C55/67	XC1
Vloer kelder	in situ, vochtig, buiten	C30/37	XC2, XD1
Vloer begane grond	in situ, binnen	C30/37	XC1
Vloer b.g. podium oost	in situ, buiten	C30/37	XC4, XD3, XF4
Vloer 1e tm 10e verdieping	opstort breedplaat	C30/37 - C45/55*	XC1
Vloer 11e tm 18e verdieping	opstort breedplaat	C30/37 - C55/67*	XC1
Vloer kanaalplaat	in situ, vochtig, buiten	C30/37	XC4, XF2
Wanden kelder	in situ, vochtig, buiten	C30/37	XC1
Wanden gelijkvloers hoogbouw	in situ, binnen	C35/45 - C80/95*	XC1
Wanden 10e verdieping	in situ, binnen	C55/67	XC1
Wanden 11e verdieping	in situ, binnen	C80/95*	XC1
Wanden overig	in situ, binnen	C30/37	XC1
Wanden overig (podium oost)	in situ, buiten	C30/37	XC4, XD3, XF4
Wanden overig	prefab, binnen	C55/67	XC1
Balkons	prefab, buiten	vlg. leverancier	XC4, XD3, XF4
Trappen en bordessen	prefab, binnen	vlg. leverancier	XC1
* Aanvullende aandachtspunten materialisatiespecificaties beton in ontwerpnota, documentnr 9464A001, paragraaf 8.2			
<b>Constructiestaal:</b>			
Walsprofielen	algemeen S235 conform NEN-EN 10025		
Buizen en kokers	algemeen S355 J2H (warmgewalst) conform NEN-EN 10210		
<b>doorsnede</b>			
ihwg beton	ihwg beton	sparing	
ihwg beton	ihwg beton	sparingszone	
ihwg beton	ihwg beton	glijken	
ihwg beton	ihwg beton	inkassing	
prefab beton	prefab beton		
staal	staal		
bestaand	bestaand		
<b>Spanrichting vloeren</b>			
breedplaatvloer			
gewichts besparende betonvloer			
prefab betonvloer			
kanaalplaatvloer			
kolom boven de vloer			
kolom onder de vloer			
vloerpeil			
vloerdikte			



0	30-06-2022	eerste uitgave	MPa	JSc
TreeHouse Rotterdam		adres	project nr	
Plattegrond		Deftdijk 42	9464	
kelder		Rotterdam		
peil -3.500				
C-TO-PLG-K10				
schaal	1:100/20	0	TO	definitief
formaat	A0m			
BAM Advies & Engineering				
Bureau 15				
Postbus 54				
3880 CB Bunnik				
030-659853				
Recht bestaand: 1TRH-B-BWIC-R21				

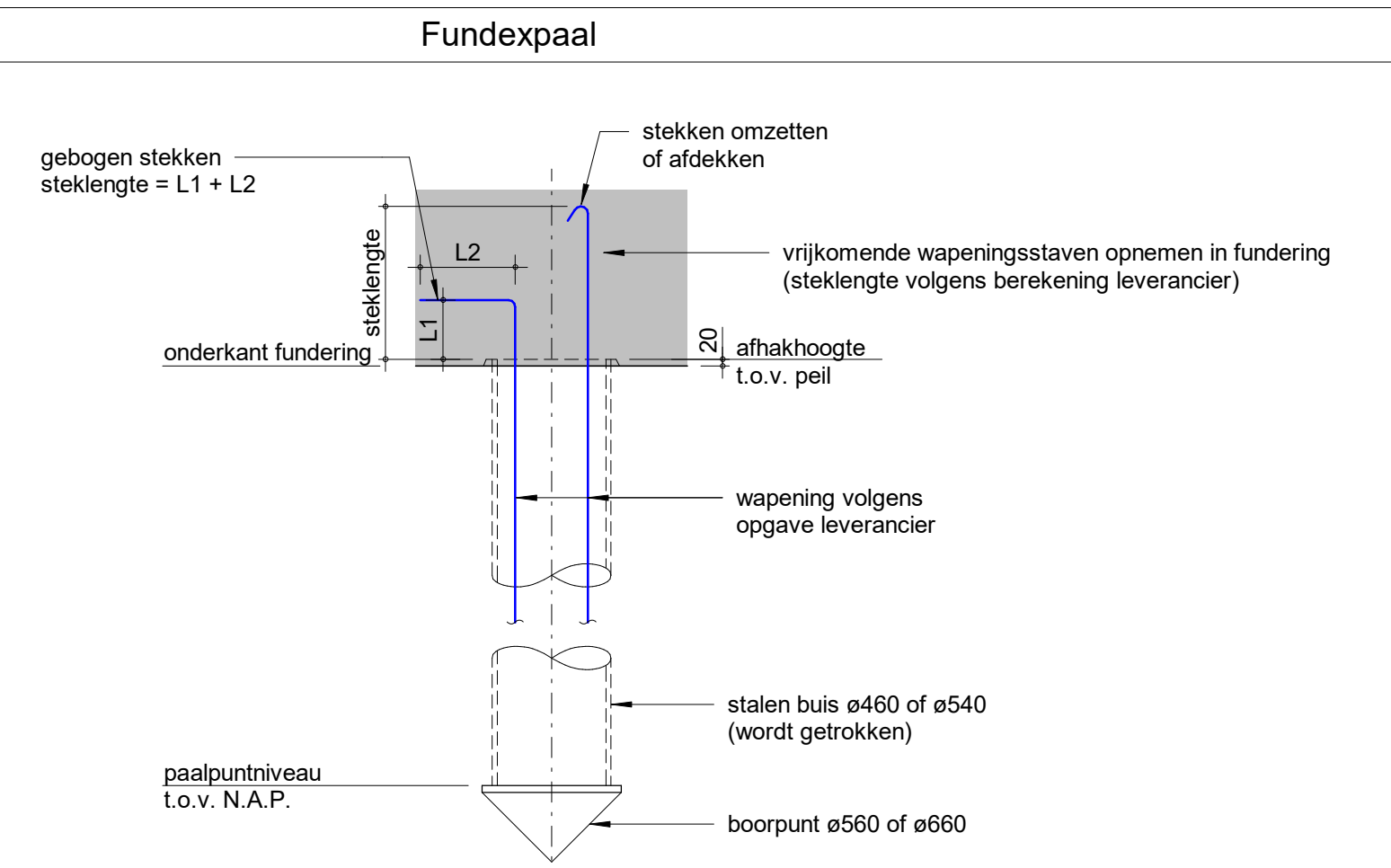




Technical drawing of a Tubaexpaal (steel pile) showing cross-section and elevation views.

**Labels:**

- stekken omzetten of afdekken
- vrijkomende wapeningstaven opnemen in fundering (steklengte volgens berekening leverancier)
- afkaphoogte t.o.v. peil
- wapening volgens opgave leverancier
- paalpuntniveau t.o.v. N.A.P.
- boorpunt e950
- buis ø762
- onderkant fundering
- steklengte

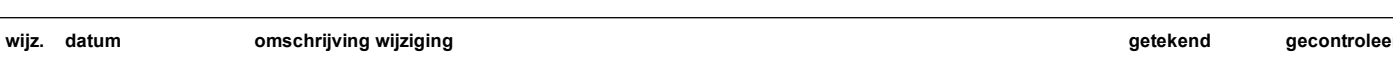


-58m

gebied paalpuntniveau  
in meters t.o.v. N.A.P.

**S..**  
▼ uitgevoerde sondering

**S..**  
▽ nieuw te maken sondering



tekening nr	schaal	wijziging	fase	status	formaat
<b>C-TO-PP0</b>	1:100	0	TO	definitief	A0

Rovit bestandsnaam : TRH-B-BWK-C-R21



Bijlage 4

memo xxxxxx d.d. xx-xx-xxxx van BAM Advies & Engineeringl

## Memo

Aan Gemeente Rotterdam - [REDACTED]  
Kopie aan Provast, Fokkeline Lakerveld

Van [REDACTED]  
E-mail [REDACTED]@bam.com

Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 1 van 9

Onderwerp **Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw**

*Update van de memo van 8 april 2022 naar aanleiding van de nadere uitwerking van het funderingsadvies (43192-R002-V2-RSC, dd. 27 juni 2022). Wijzigingen zijn in de kantlijn aangegeven. (☞)*

Provast heeft op 1 februari een alternatief planconcept gepresenteerd aan Gemeente Rotterdam, NS en Prorail.

Op 21 maart heeft er een overleg plaats gevonden waarin diverse zorgen werden uitgesproken met betrekking tot de zettingen van het plintgebouw. Op 8 april heeft er nog een kleiner “technisch” overleg plaats gevonden waarbij dieper op diverse zaken is in gegaan.

In deze memo worden de verschillende punten nader toegelicht.

### Grenswaarden

De toelaatbare zettingen van een bestaand gebouw worden normaal gesproken beschouwd op basis van de toelaatbare rotaties. Het gaat hierbij dus niet om de absolute vervorming van het gebouw maar om de verschil zetting tussen bijvoorbeeld de voor- en achter gevel.

De NEN-EN 1997-1 (Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp) geeft in Bijlage H richtlijnen voor de toelaatbare zetting van een bouwwerk. De bijlage H moet informatief gelezen worden en geeft geen harde eisen echter kan op basis van deze teksten wel randvoorwaarden opgesteld worden. De belangrijkste tekst luidt:

*“(2) De maximale toegelaten relatieve rotatie van constructies in open skeletbouw, skeletbouw met wanden, dragende wanden of doorgaande metselwerkwanden is waarschijnlijk niet hetzelfde maar varieert waarschijnlijk tussen ongeveer 1:200 en 1:300, om het ontstaan van een bruikbaarheidsgrenstoestand in de constructie te voorkomen. Voor veel constructies is een maximale relatieve rotatie van 1:500 toelaatbaar. De relatieve rotatie die waarschijnlijk leidt tot een uiterste grenstoestand bedraagt ongeveer 1:150.”*

Daarnaast wordt er in deze bijlage ook gesproken over de maximale absolute zetting. Deze tekst luidt:

*“(4) Voor normale constructies met afzonderlijke funderingen zijn totale zettingen tot 50 mm in het algemeen toelaatbaar. Grotere zettingen kunnen toelaatbaar zijn mits de relatieve rotaties binnen aanvaardbare grenzen blijven en mits de totale zetting geen problemen geeft met huisaansluitingen van nutsleidingen, of leidt tot scheefstand enz.”*

Datum 22 augustus 2022

Referentie AE9464-M014

Blad 2 van 9

Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

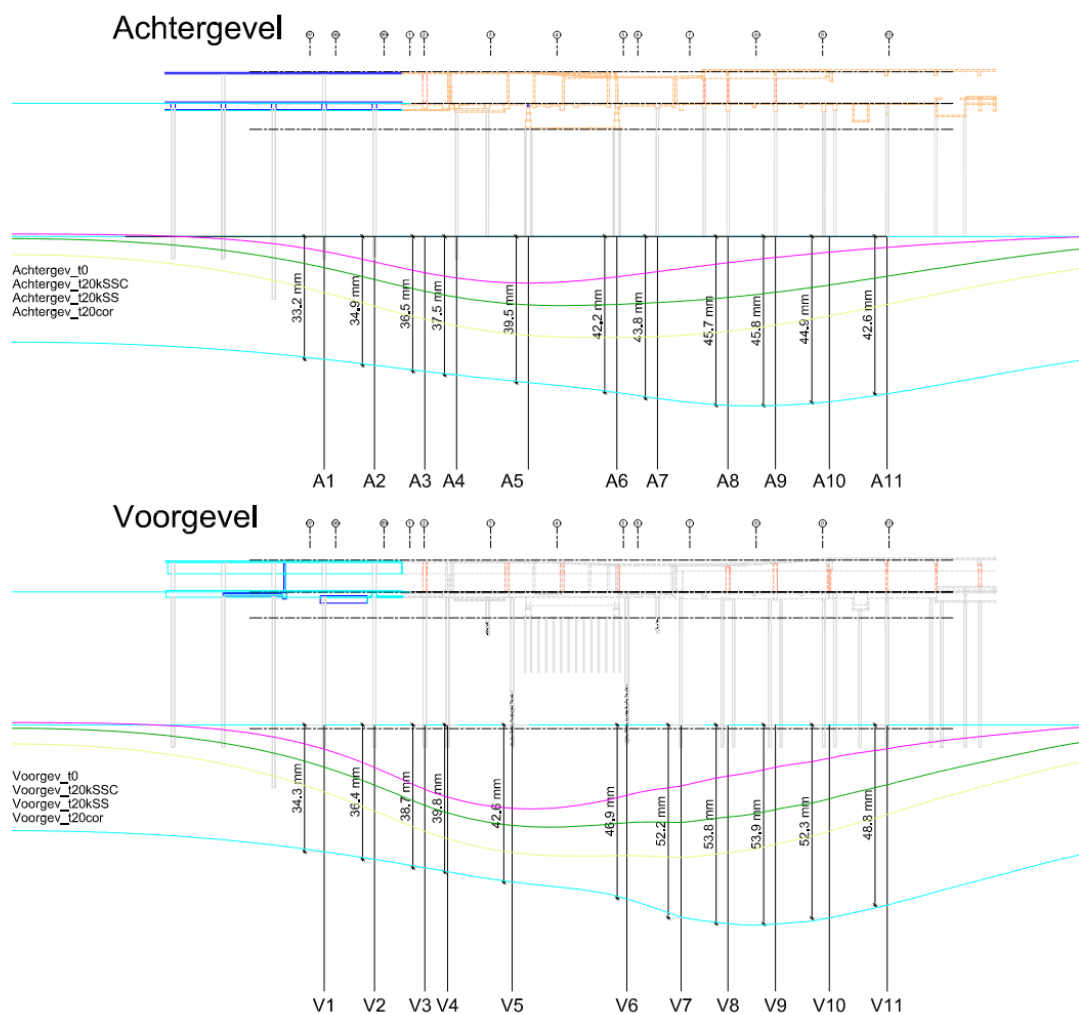
Vanuit Prorail volgt daarnaast nog een maximale horizontale vervorming van 40mm voor spoorkerende constructies.

### Doorsnedes

Er zijn in het Plaxis rekenmodel twee extra doorsnedes ingevoerd om de zettingen van de voor- en achtergevel te analyseren. Er is voor deze analyse gekeken naar de zettingen van de 1e zandlaag op circa NAP -19.0m. Dit is het gemiddeld paalpunt niveau van de fundatie van de plintbebouwing.

### Optredende zettingen, eindsituatie

De data uit Plaxis is over de constructietekening van het plintgebouw geplaatst. Op de belangrijke stramienen zijn de zettingen na 20.000 dagen weergegeven. Zie het onderstaande figuur.



Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 3 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

### Relatieve rotaties, eindsituatie

Van elk "punten-paar" is gekeken wat het zettingsverschil, de afstand en de relatieve rotatie is. In het eerste deel van de onderstaande tabel is de relatieve rotatie dwars op de plintbebouwing weergegeven, van de voor- naar de achtergevel. In het tweede deel is de relatieve rotatie in langsrichting weergegeven voor de voor- en de achtergevel.

Van	Naar	Zetting punt 1 (mm1)	Zetting punt 2 (mm1)	Vershil (mm1)	Afstand (mm1)	Relatief 1/x
<i>Dwarsrichting</i>						
V1	A1	34,3	32,4	1,9	6100	3211
V2	A2	36,4	34,9	1,5	6100	4067
V3	A3	38,7	36,5	2,2	6100	2773
V4	A4	39,8	37,5	2,3	6100	2652
V5	A5	42,6	39,5	3,1	6100	1968
V6	A6	46,9	42,2	4,7	6100	1298
V7	A7	52,2	43,8	8,4	6100	726
V8	A8	53,8	45,7	8,1	6100	753
V9	A9	53,9	45,8	8,1	6100	753
V10	A10	52,3	44,9	7,4	6100	824
V11	A11	48,8	42,6	6,2	6100	984
<i>Voorgevel langsrichting</i>						
V1	V2	34,3	36,4	2,1	6800	3238
V2	V3	36,4	38,7	2,3	6800	2957
V3	V4	38,7	39,8	1,1	3100	2818
V4	V5	39,8	42,6	2,8	8750	3125
V5	V6	42,6	46,9	4,3	15500	3605
V6	V7	46,9	52,2	5,3	7300	1377
V7	V8	52,2	53,8	1,6	6400	4000
V8	V9	53,8	53,9	0,1	6400	64000
V9	V10	53,9	52,3	1,6	7300	4563
V10	V11	52,3	48,8	3,5	7800	2229
<i>Achtergevel langsrichting</i>						
A1	A2	32,4	34,9	2,5	6800	2720
A2	A3	34,9	36,5	1,6	6800	4250
A3	A4	36,5	37,5	1	4300	4300
A4	A5	37,5	39,5	2	9700	4850
A5	A6	39,5	42,2	2,7	12000	4444
A6	A7	42,2	43,8	1,6	5500	3438
A7	A8	43,8	45,7	1,9	9500	5000
A8	A9	45,7	45,8	0,1	6400	64000
A9	A10	45,8	44,9	0,9	7300	8111
A10	A11	44,9	42,6	2,3	7800	3391

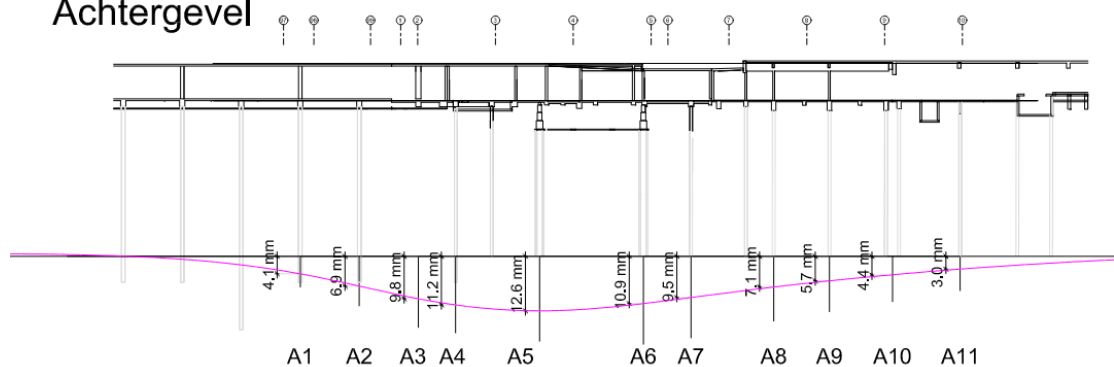


Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 4 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

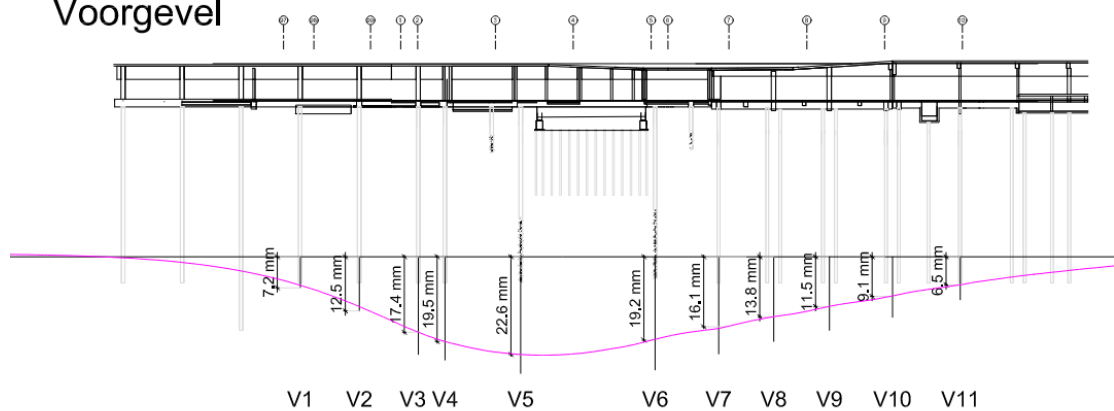
### Optredende zettingen, $t=0$

Naast de zettingslijnen na 20.000 dagen zijn ook de zettingslijnen direct na het “aanzetten” van de belastingen in Plaxis beoordeeld. In werkelijkheid zal deze situatie niet optreden omdat het project een ruwbouwfase heeft van 2.5 jaar en de belasting dus geleidelijk wordt aangebracht. Met het beoordelen van de zettingen op  $t=0$  wordt voor een conservatieve beschouwing gekozen.

#### Achtergevel



#### Voorgevel



Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 5 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

**Relatieve rotaties, situatie t=0**

Van	Naar	Zetting punt 1 (mm1)	Zetting punt 2 (mm1)	Vershil (mm1)	Afstand (mm1)	Relatief 1/x
V1	A1	7,2	4,1	3,1	6100	1968
V2	A2	12,5	6,9	5,6	6100	1089
V3	A3	17,4	9,8	7,6	6100	803
V4	A4	19,5	11,2	8,3	6100	735
V5	A5	22,6	12,6	10,0	6100	610
V6	A6	19,2	10,9	8,3	6100	735
V7	A7	16,1	9,5	6,6	6100	924
V8	A8	13,8	7,1	6,7	6100	910
V9	A9	11,5	5,7	5,8	6100	1052
V10	A10	9,1	4,4	4,7	6100	1298
V11	A11	6,5	3,0	3,5	6100	1743
V1	V2	7,2	12,5	5,3	6800	1283
V2	V3	12,5	17,4	4,9	6800	1388
V3	V4	17,4	19,5	2,1	3100	1476
V4	V5	19,5	22,6	3,1	8750	2823
V5	V6	22,6	19,2	3,4	15500	4559
V6	V7	19,2	16,1	3,1	7300	2355
V7	V8	16,1	13,8	2,3	6400	2783
V8	V9	13,8	11,5	2,3	6400	2783
V9	V10	11,5	9,1	2,4	7300	3042
V10	V11	9,1	6,5	2,6	7800	3000
A1	A2	4,1	6,9	2,8	6800	2429
A2	A3	6,9	9,8	2,9	6800	2345
A3	A4	9,8	11,2	1,4	4300	3071
A4	A5	11,2	12,6	1,4	9700	6929
A5	A6	12,6	10,9	1,7	12000	7059
A6	A7	10,9	9,5	1,4	5500	3929
A7	A8	9,5	7,1	2,4	9500	3958
A8	A9	7,1	5,7	1,4	6400	4571
A9	A10	5,7	4,4	1,3	7300	5615
A10	A11	4,4	3,0	1,4	7800	5571

Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 6 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

### Aandeel ontspanning grondpakket tgv ontgraving

Door de afname van het effectief spanningsniveau ten gevolge van het ontgraven van de bouwput zal de draagkracht van de palen aan de voorkant van het plintgebouw iets afnemen. We berekenen een extra zetting<sup>1</sup> van circa 1 mm voor de palen onder het plintgebouw. In de onderstaande tabel is er conservatief uitgegaan van 2mm extra zetting aan de voorgevel en 0 mm aan de achtergevel. Dit is gecombineerd met de zettingslijn op t=0.

Van	Naar	Zetting punt 1 (mm1)	Zetting punt 2 (mm1)	Vershil (mm1)	Afstand (mm1)	Relatief 1/x
V1	A1	9,2	4,1	5,1	6100	1196
V2	A2	14,5	6,9	7,6	6100	803
V3	A3	19,4	9,8	9,6	6100	635
V4	A4	21,5	11,2	10,3	6100	592
V5	A5	24,6	12,6	12,0	6100	508
V6	A6	21,2	10,9	10,3	6100	592
V7	A7	18,1	9,5	8,6	6100	709
V8	A8	15,8	7,1	8,7	6100	701
V9	A9	13,5	5,7	7,8	6100	782
V10	A10	11,1	4,4	6,7	6100	910
V11	A11	8,5	3,0	5,5	6100	1109
V1	V2	9,2	14,5	5,3	6800	1283
V2	V3	14,5	19,4	4,9	6800	1388
V3	V4	19,4	21,5	2,1	3100	1476
V4	V5	21,5	24,6	3,1	8750	2823
V5	V6	24,6	21,2	3,4	15500	4559
V6	V7	21,2	18,1	3,1	7300	2355
V7	V8	18,1	15,8	2,3	6400	2783
V8	V9	15,8	13,5	2,3	6400	2783
V9	V10	13,5	11,1	2,4	7300	3042
V10	V11	11,1	8,5	2,6	7800	3000
A1	A2	4,1	6,9	2,8	6800	2429
A2	A3	6,9	9,8	2,9	6800	2345
A3	A4	9,8	11,2	1,4	4300	3071
A4	A5	11,2	12,6	1,4	9700	6929
A5	A6	12,6	10,9	1,7	12000	7059
A6	A7	10,9	9,5	1,4	5500	3929
A7	A8	9,5	7,1	2,4	9500	3958
A8	A9	7,1	5,7	1,4	6400	4571
A9	A10	5,7	4,4	1,3	7300	5615
A10	A11	4,4	3,0	1,4	7800	5571

<sup>1</sup> De berekende zetting van 1mm is bepaald bij een ontgraving van 4.0meter. De punten V3 tm V6 bevinden zich ter plaatse van de ondiepe bouwput waar de ontgraving 2.85m is. De zetting zal hier dus wat lager uitvallen.

Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 7 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

### Conclusies relatieve rotaties

Er zijn twee maatgevende situaties te herkennen.

Ten eerste dwars op het plintgebouw van de voor- naar de achtergevel tpv punt V5-A5.

Hier treedt tpv punt V5 een zetting op van 24.6mm en ter plaatse van punt A5 een zetting van 12.6mm. Dit is voor de voorgevel inclusief de extra 2mm zetting ten gevolge van de ontspanning van de grond.

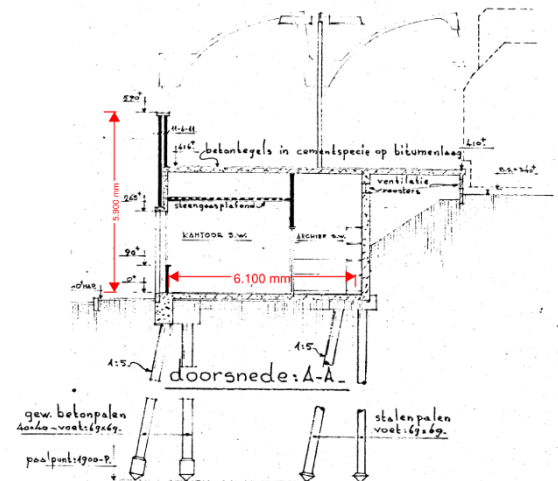
De diepte van het plintgebouw bedraagt volgens de oude tekeningen 6970mm. Voor het bepalen van de relatieve rotatie rekenen we met 6100mm. Zie de maatvoering in het figuur.

De relatieve rotatie bedraagt  $(24.6-12.6)/6100 = 12.0/6100 = 1/508$ .

De tweede maatgevende situatie ontstaat in de voorgevel ter plaatse van punt V1 tm V3.

De maatgevende rotatie treedt op in de situatie  $t=0$ , hier worden relatieve rotaties van 1/1250 tot 1/1500 gevonden.

De relatieve rotatie valt ruimschoots binnen de grenswaarden getoond op de eerste pagina van deze memo.

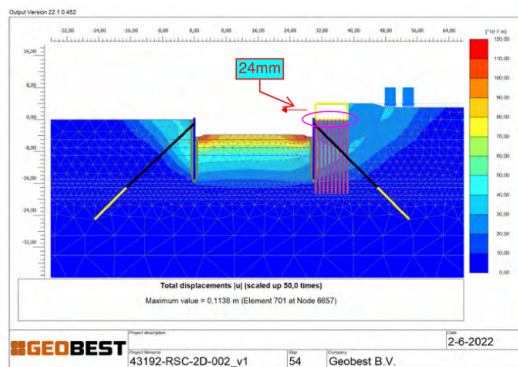


Datum 22 augustus 2022  
Referentie AE9464-M014  
Blad 8 van 9  
Onderwerp Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

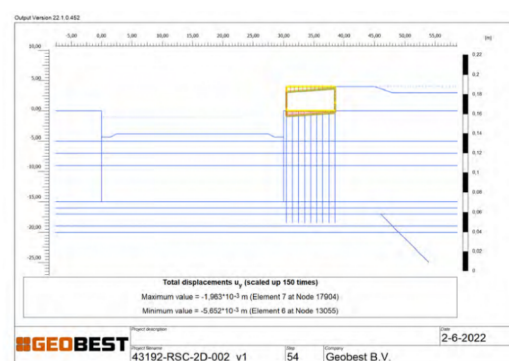
### Horizontale vervorming

Naast de 3d Plaxis berekening voor het bepalen van de verticale vervormingen is er ook een 2d Plaxis berekening gemaakt om de horizontale vervormingen te bepalen ten gevolge van het ontgraven van de bouwput naast het plintgebouw. Het beoogde stappenplan voor het maken van de bouwput is in de bijlage bijgevoegd. Over de gehele lengte van het plintgebouw worden groutankers toegepast om de horizontale vervorming te beperken.

4.4.4 Doorsnede D



Figuur 4.13: plintgebouw doorsnede D totale vervormingen



Figuur 4.15: plintgebouw doorsnede D verticale vervormingen

Op het linker figuur is de horizontale vervorming van het plintgebouw te zien in de maatgevende situatie. Bij het toepassen van groutankers bedraagt de vervorming van het plintgebouw 24 mm waarbij wordt voldaan aan de vervormingseis van 40mm.

Uit de Plaxis analyse volgt geen extra verticale zetting of rotatie van het gebouw ten gevolge van het ontgraven van de bouwput. Dit is te zien op het rechter figuur. (De schaal is vergroot om de de vervormingslijn zichtbaar te maken, de maximale verticale verplaatsing bedraagt slecht 0.19mm). Deze effecten hoeven dus niet bij de relatieve rotatie opgeteld te worden.

### Inspectie en monitoring

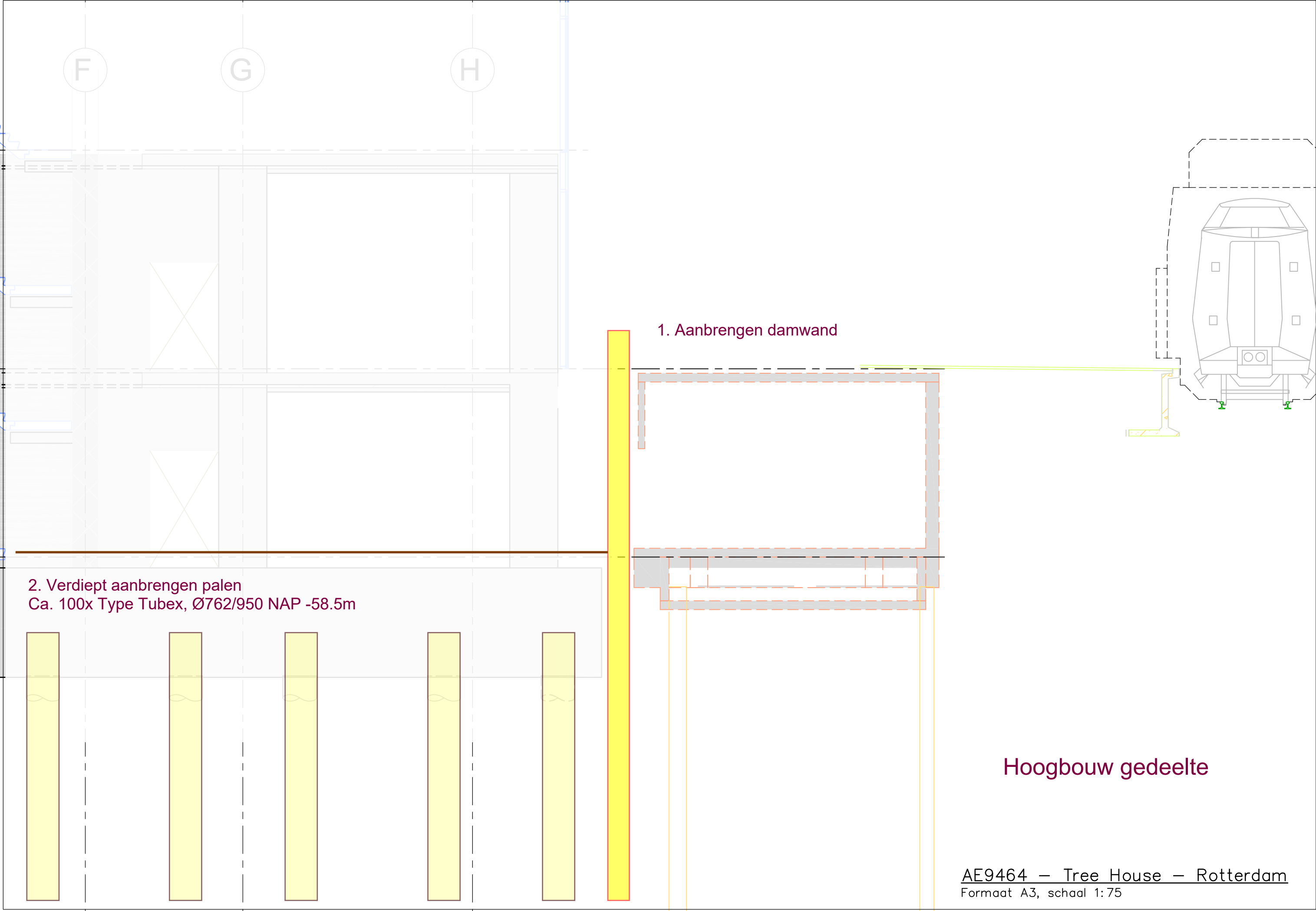
Door de beperkte relatieve rotaties van het plintgebouw is het niet aannemelijk dat er schade aan het gebouw zal ontstaan. In de komende periode zal het gehele plintgebouw echter wel worden geïnspecteerd zodat kritische onderdelen kunnen worden vastgelegd. Indien nodig worden hier versterkingsmaatregelen voor uitgewerkt. Ook tijdens de bouw zullen erop van tevoren afgestemde vaste intervallen inspecties en metingen worden uitgevoerd zodat afwijkingen tijdig kunnen worden geïdentificeerd.

Datum	22 augustus 2022
Referentie	AE9464-M014
Blad	9 van 9
Onderwerp	Tree House – Rotterdam – zettingen plintgebouw

Bijlage – stappenplan bouwput

Tree House - Rotterdam  
10-04-2022

Stappenplan bouwput  
-ondiepe bouwput t.p.v. hoogbouw  
-diepe bouwput t.p.v. laagbouw/fietsenkelder

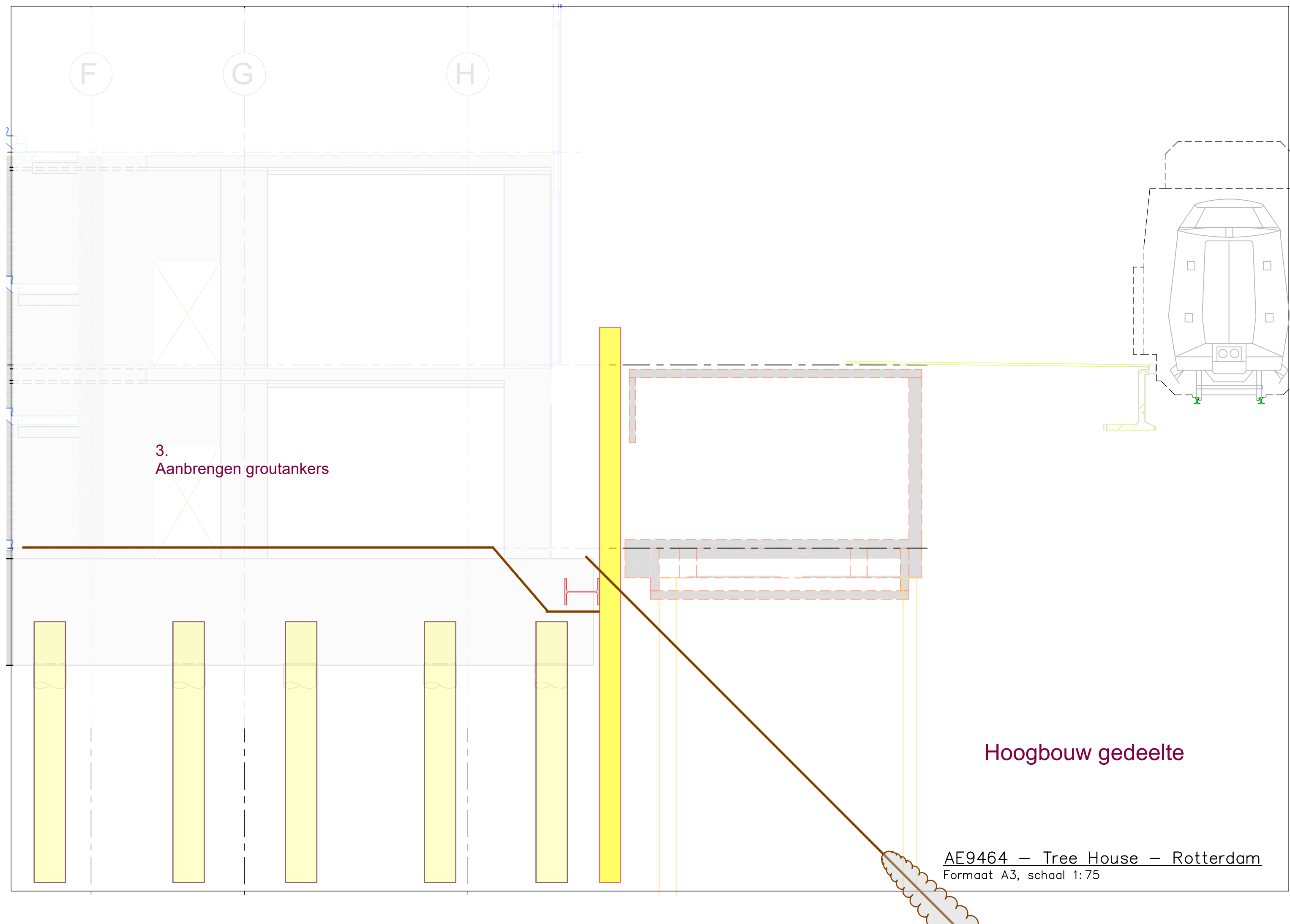


2. Verdiept aanbrengen palen  
Ca. 100x Type Tubex, Ø762/950 NAP -58.5m

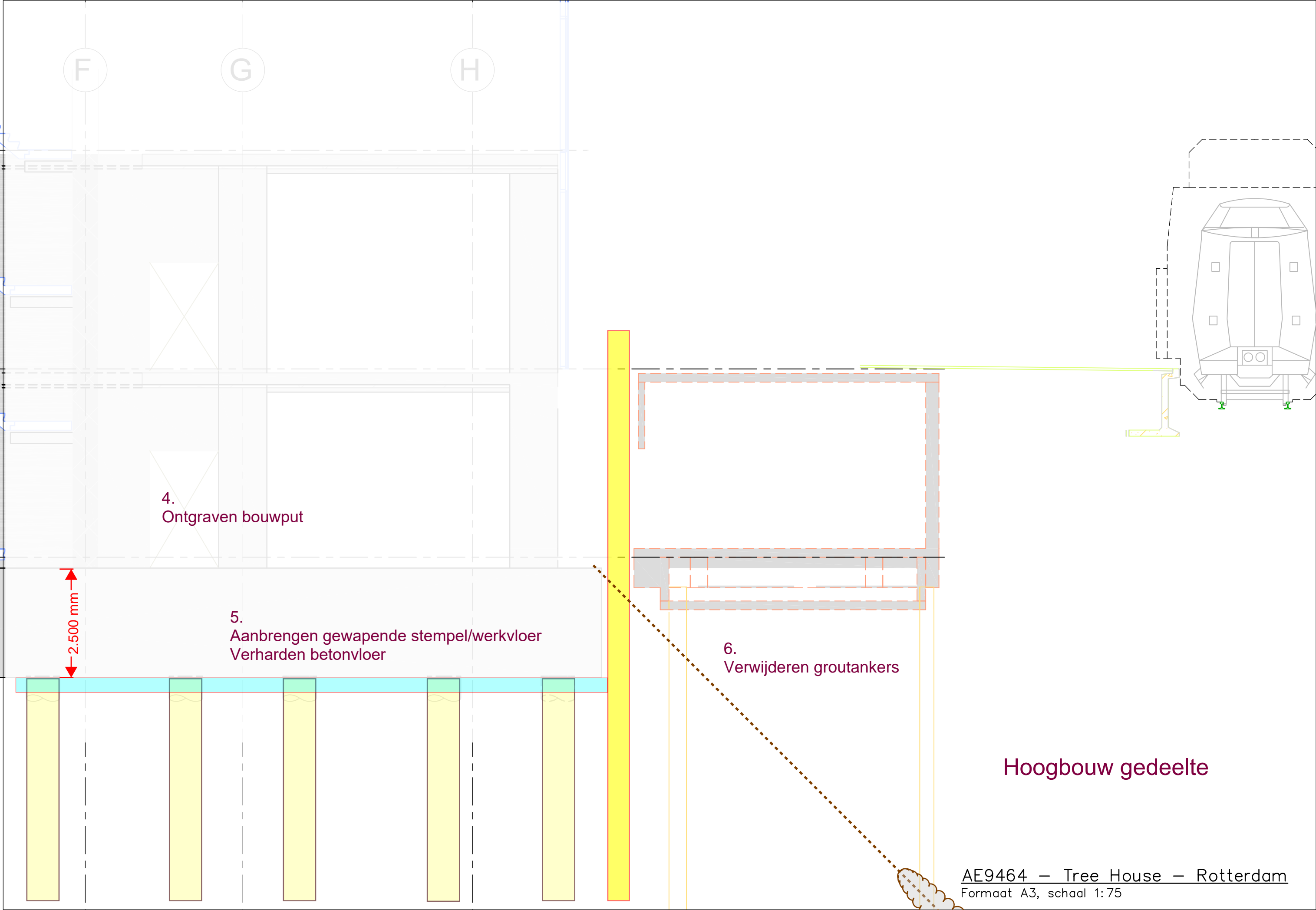
1. Aanbrengen damwand

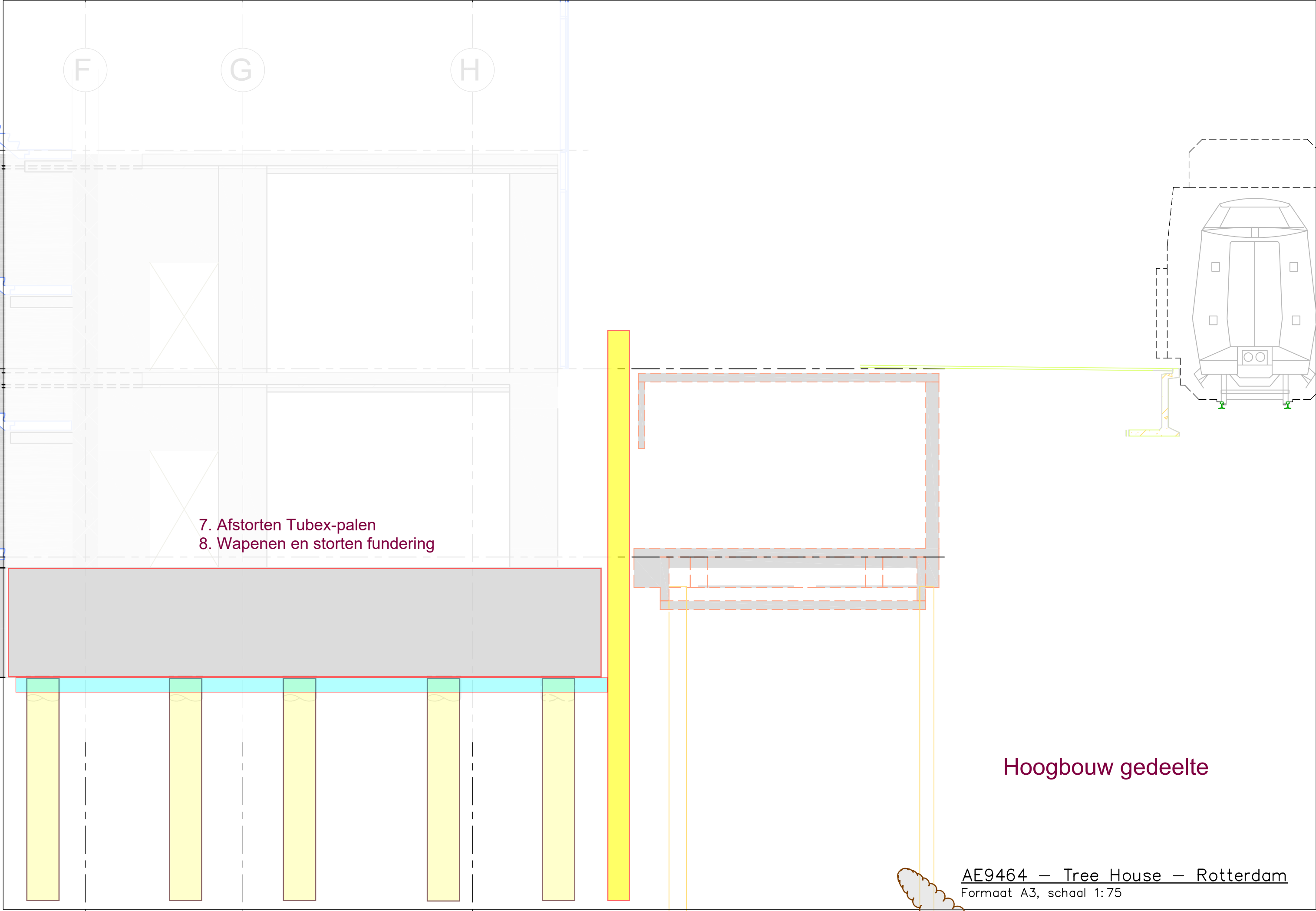
Hoogbouw gedeelte

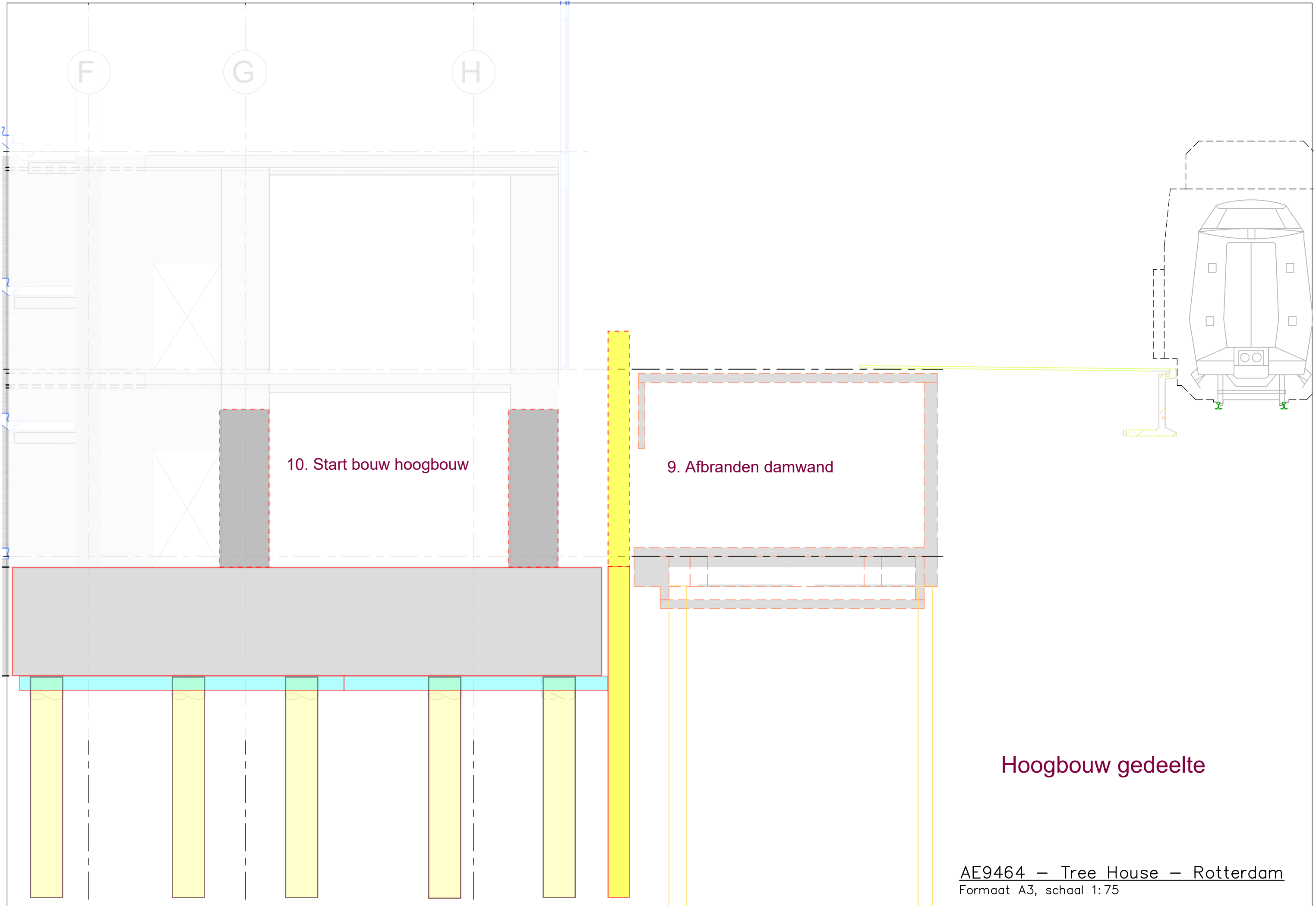




AE9464 – Tree House – Rotterdam  
Formaat A3, schaal 1:75



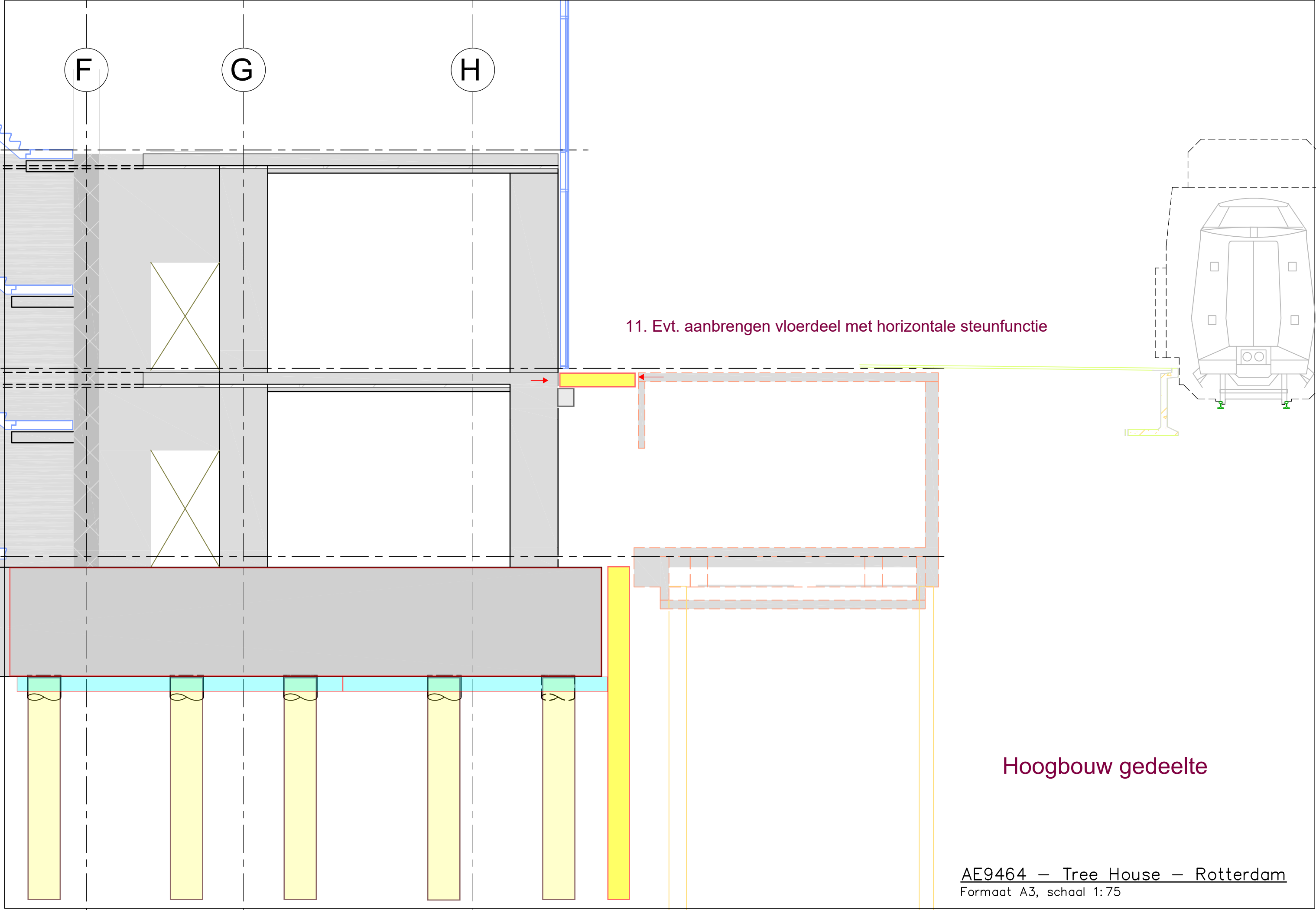




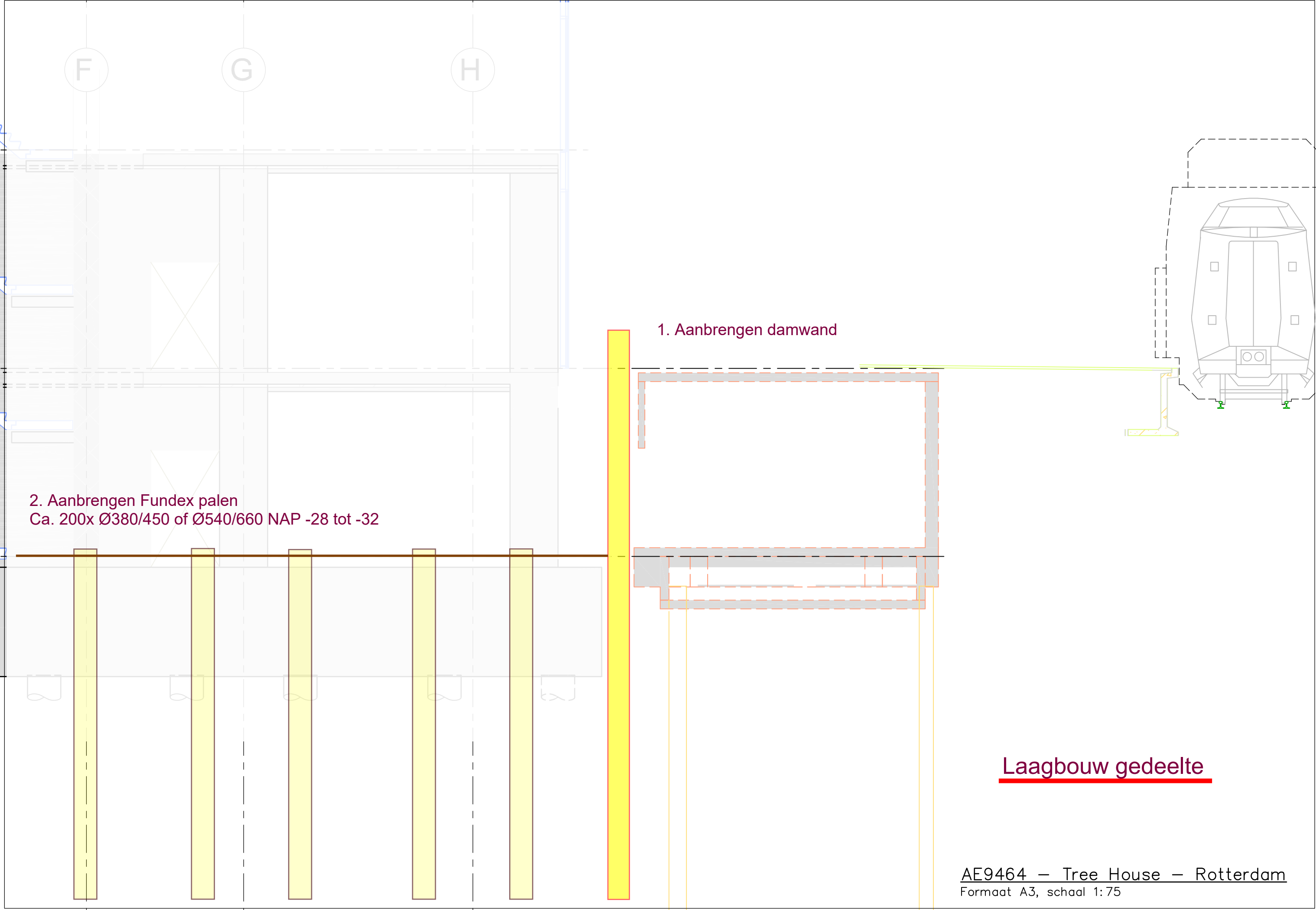
10. Start bouw hoogbouw

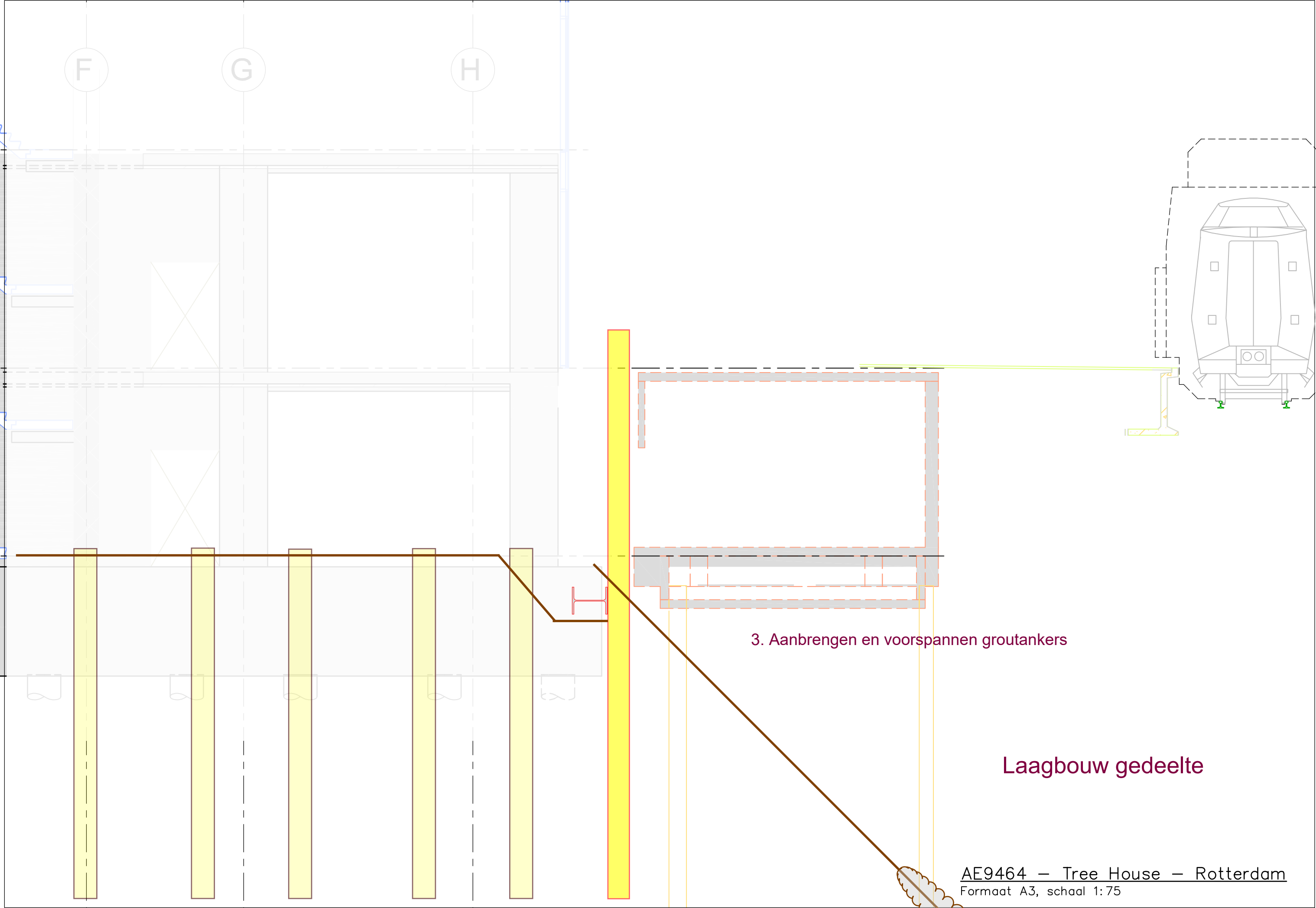
9. Afbranden damwand

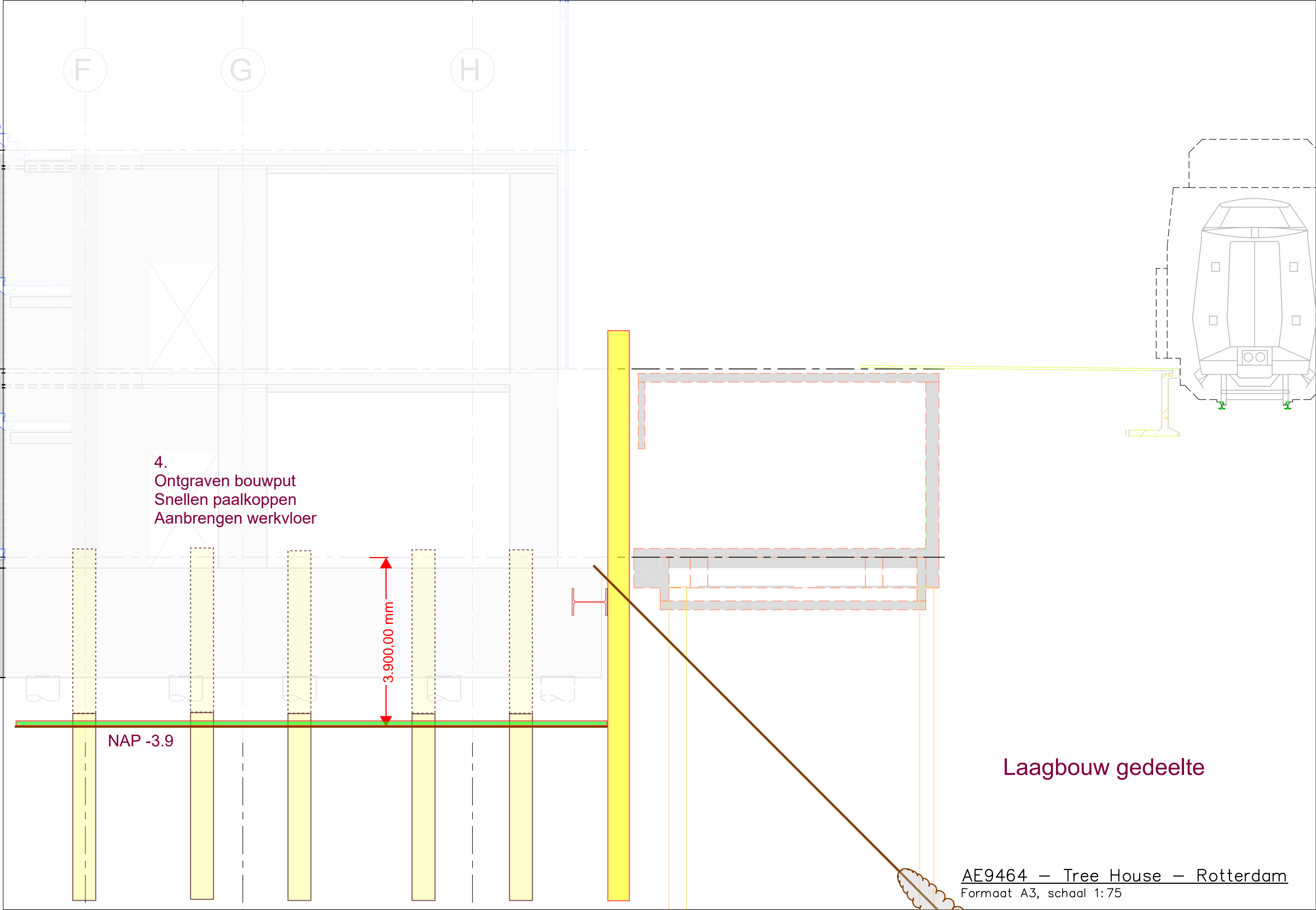
Hoogbouw gedeelte



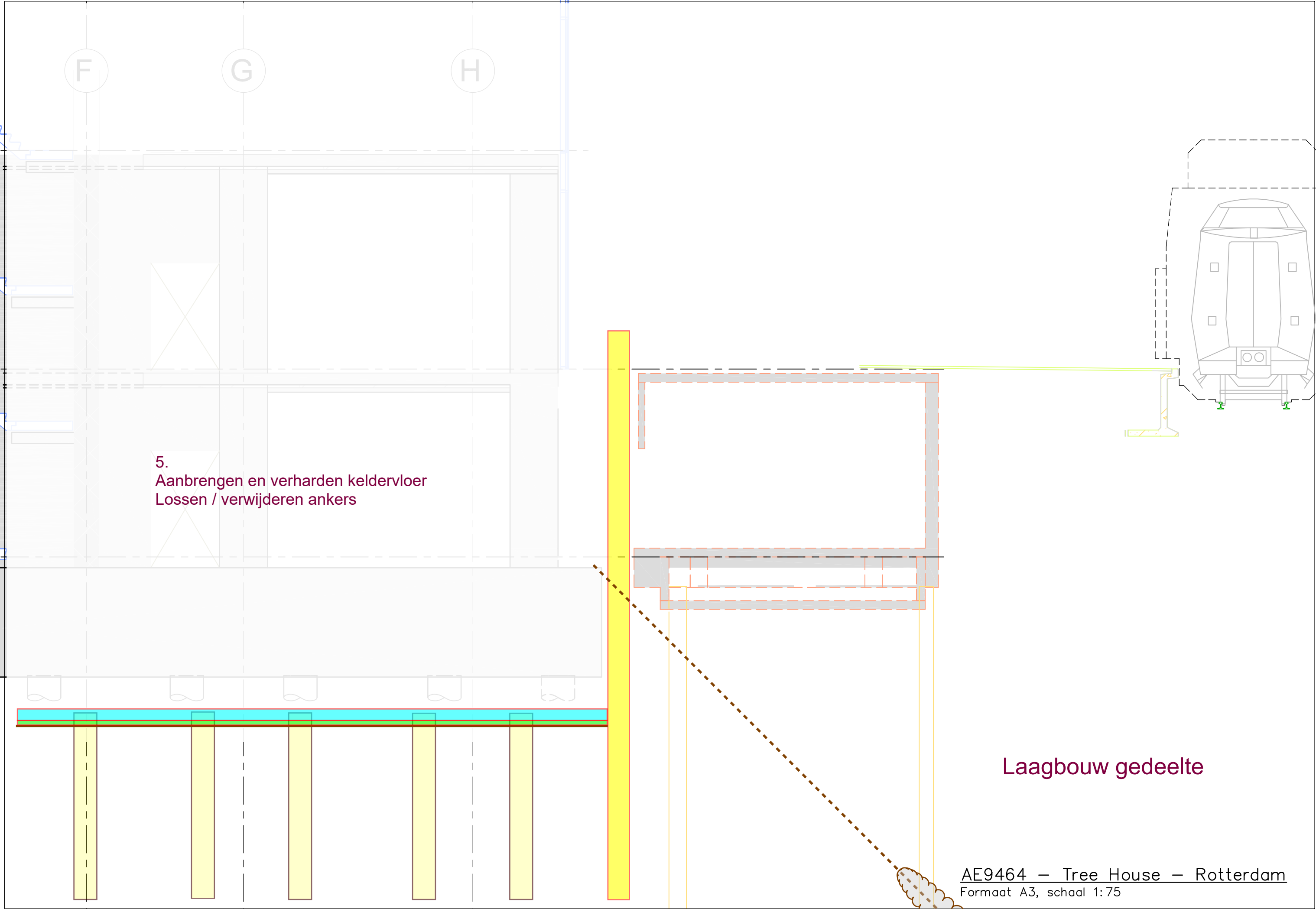
Hoogbouw gedeelte





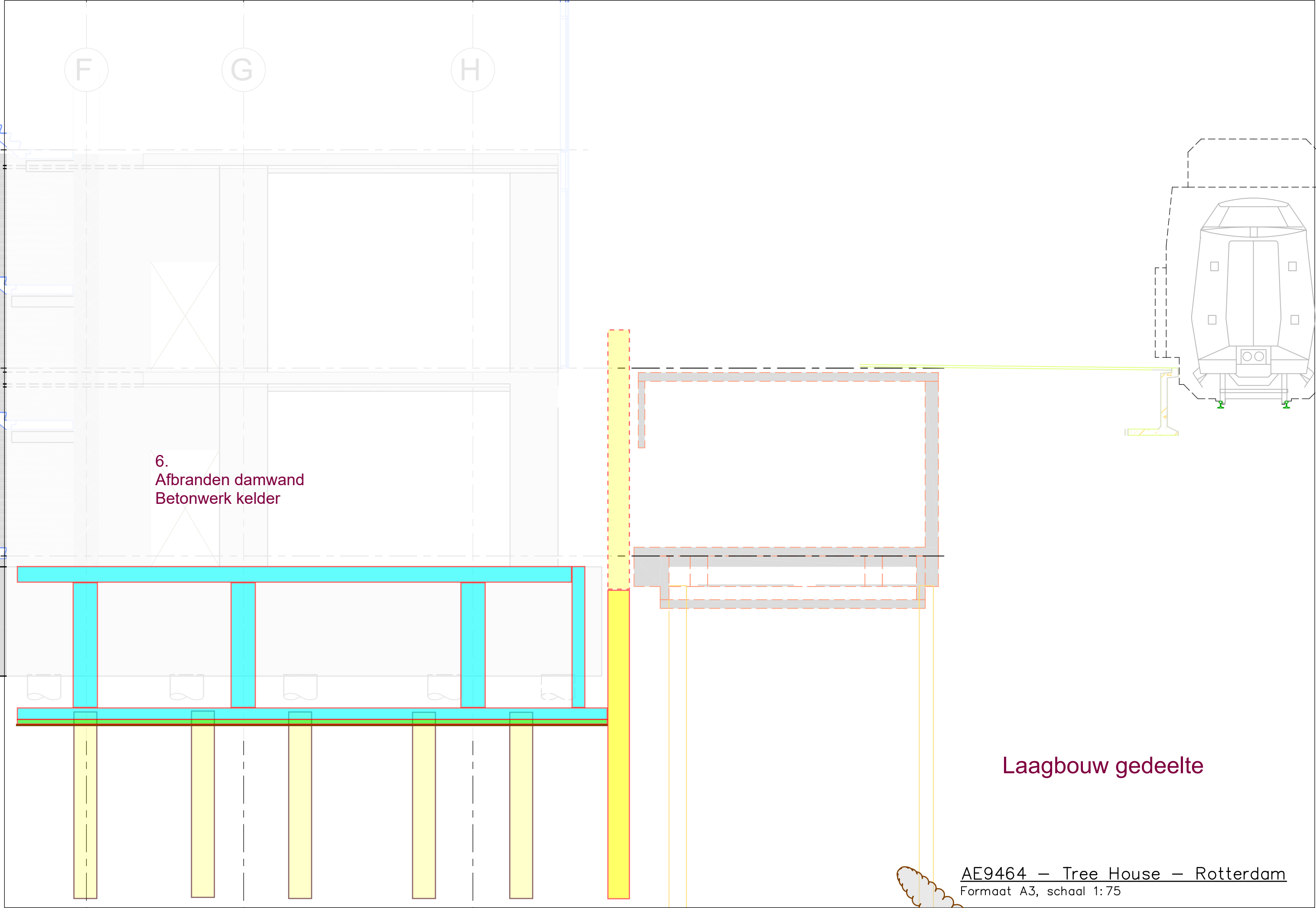






5.  
Aanbrengen en verhardden keldervloer  
Lossen / verwijderen ankers

Laagbouw gedeelte



7.  
Opgaand werk

8.  
Eventueel aanbrengen hor. steun plintbebauwing

Laagbouw gedeelte