

Memo

Aan [REDACTED]
Kopie aan

Van [REDACTED]
Afdeling [REDACTED]
Telefoon [REDACTED]
E-mail [REDACTED]

Datum 7 april 2023
Referentie 9464M008
Blad 1 van 6

Gecontroleerd [REDACTED]

Onderwerp **Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw**

Update naar aanleiding van aanpassingen 3d plaxis-model Geobest.

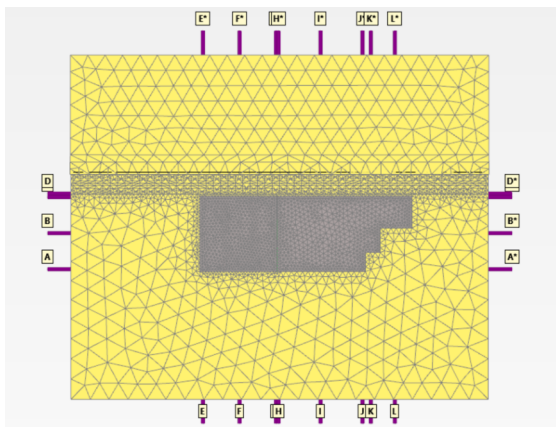
(Data verwerkt uit bestand Geobest "Zettingslijnen V7.xlsx" dd. 21-01-2023 / rapport Geobest 43192-R002-V4-RSC, dd. 10-03-2023)

Inleiding

Voor het project Tree House in Rotterdam heeft RHDHV in augustus 2021 het rapport *BG6326-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 beoordeling stationsgebouw 2.0* opgesteld op basis van het VO. In deze memo werden de gevolgen van de bouw van Tree House op het stationsgebouw geanalyseerd.

In de voorliggende memo worden de aanpassingen van het ontwerp en de update van de zettingsanalyse besproken.

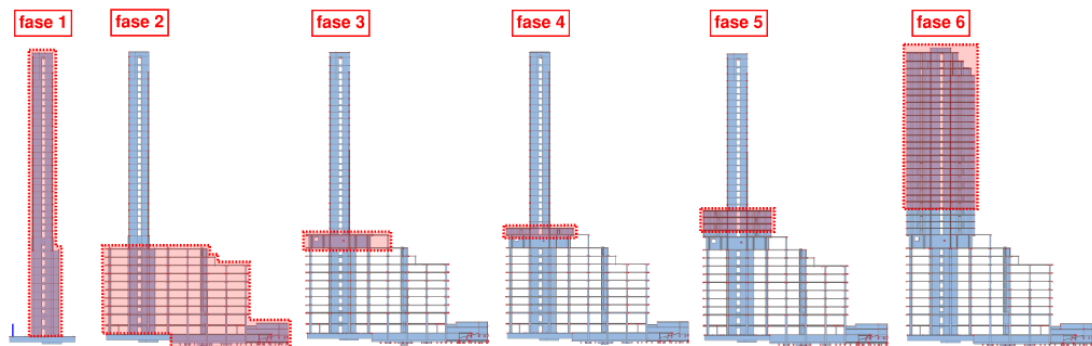
Op de volgende pagina's (Bijlage A) zijn de belangrijkste doorsnedes (B-B en C-C) op groot formaat geplot. De numerieke uitvoer uit Plaxis 3D is overgenomen op de tekening en geven de zettingen weer op paalpuntniveau (NAP -26.5) van de bestaande bebouwing op t=0 en op t=20.000 dagen.



Datum 7 april 2023
Referentie 9464M008
Blad 2 van 6
Onderwerp Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw

Optredende zettingen

Het nieuwe Plaxismodel is uitgebreid met de belastingstappen zoals zullen optreden in de bouwfase. Daarnaast is de diepte van het model uitgebreid van 80 naar 100m diep en zijn de gegevens uit de aanvullende sonderingen verwerkt.



Fase	Omschrijving	Start		Eind	
		Week	Dag	Week	Dag
1	Glijkern hoogbouw	10	0	22	84
2	Begane grond tot 10e	26	112	55	315
3	10e tot 11e	55	315	57	329
4	11e tot 12e	57	329	59	343
5	12e tot 15e	59	343	65	385
6	15 tot dak	65	385	111	707

Conclusie

Uit de analyse blijkt dat de resultaten gunstiger uitvallen dan in de berekeningen van RHDHV. Dit kan verklaard worden door de volgende punten:

- De palen van de hoogbouw zijn nu op een dieper paalpuntniveau geplaatst. In plaats van NAP -54m is er gekozen voor een paalpuntniveau van NAP -59m
- Aan de stationszijde is de vorm van de bouwkuip aangepast.
- Voor kleilagen in de formatie van Waalre is gebruik gemaakt van Soft Soil Creep parameters in plaats van Hardening Soil.
- De paalbelastingen zijn bepaald met behulp van het constructieve rekenmodel (SCIA Engineer) en zijn op de exacte coördinaten ingevoerd in het Plaxis rekenmodel. Hierdoor ontstaat een beter beeld van de werkelijkheid.
- Er is gebruikt gemaakt van de zettingslijnen waarin alleen het spanningsafhankelijke deel van de kruip is verwerkt. (zie nadere toelichting, rap. Geobest §10.2 pagina 51)

Datum 7 april 2023
Referentie 9464M008
Blad 3 van 6
Onderwerp Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw

Afstanden

De oorsprong van het Plaxis model ligt exact op as 2 van de nieuwbouw. De afstand van as 2 tot de eerste paal onder de kern van het stationsgebouw (kern 2) bedraagt 19.0 meter. De tweede rij palen staan op 22m afstand.
De afstand van as 2 tot de eerste palen onder de poer van het spant van de stationskap bedraagt 8.7m. De afstand tot de tweede palenrij bedraagt 13.15m
In de figuren zijn deze afstanden ingetekend.

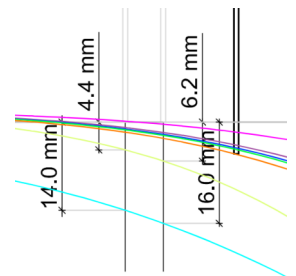
Rotatie kern 2 stationsgebouw

Eerdere resultaten van RHDHV gaven een lange termijn zetting van 22 mm voor de eerste palen rij en 18mm voor de tweede palen rij.
Verschil 4 mm. Rotatie $4 / 3000 \Rightarrow 1 / 750$

De nieuwe resultaten geven een zetting na 20.000 dagen van 16.0 mm en 14.0 mm.

Daarbij hoort een verschil van 2.0 mm en een rotatie van $1/1500$. Deze rotatie is ruimschoots acceptabel.

Het zettingsverschil gemeten op de lijn $t=385$ is gelijk aan 1.8mm.



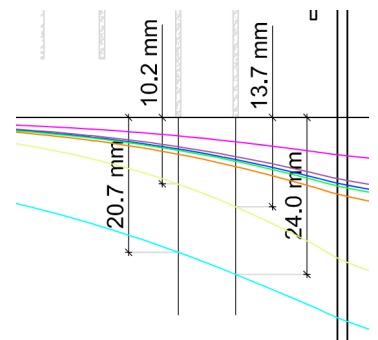
Rotatie poer stationskap

Eerdere resultaten gaven een lange termijn zetting van 25 tot 32 mm.
De verschilzetting in oost-west richting gaf $31-25=6\text{mm}$. Rotatie $6/4400 = 1/730$

De huidige resultaten geven een zetting van 24.0 tot 20.7 mm.

De bijbehorende rotatie bedraagt $3.3/4400 \Rightarrow 1/1330$. Deze rotatie is ruimschoots acceptabel.

Het zettingsverschil gemeten op de lijn $t=385$ is gelijk aan 3.5mm. Hier hoort een rotatie van $1/1250$ bij.



Datum 7 april 2023
Referentie 9464M008
Blad 4 van 6
Onderwerp Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw

Paalwapening irt doorbuiging damwand

In paragraaf 4.3.1 van het in de inleiding genoemde rapport van RHDHV worden de momenten in de palen onder de kern van het stationsgebouw behandeld. Het VO ontwerp ging uit van een damwand op circa 6.5meter uit hart paal en een ontgraving tot NAP -4.5m. In het huidige ontwerp staat de damwand 16 meter uit hart paal en wordt de bouwput slechts ontgraven tot NAP -3.05m.

Op basis van het VO ontwerp werd geconcludeerd dat er minimale paalwapening benodigd is om de buigende momenten op te nemen. Het huidige ontwerp is wat dit betreft een stuk gunstiger dus deze conclusie blijft gelden.

In paragraaf 4.3.2 worden de momenten in de palen onder de sporenkap behandeld. Het VO ontwerp ging uit van een damwand op circa 1.0meter uit hart paal en een ontgraving tot NAP -4.5m.

In het huidige ontwerp staat de damwand 5.8 meter uit hart paal en wordt de bouwput ontgraven tot NAP -3.05m.

Door het ontbreken van gegevens zijn in het VO ontwerp nog geen conclusies getrokken wat betreft deze palen. Door de grotere afstand en minder diepe ontgraving van het huidige ontwerp nemen de momenten in de palen flink is ook hier duidelijk dat de momenten in de palen opneembaar zijn.

Monitoringsplan

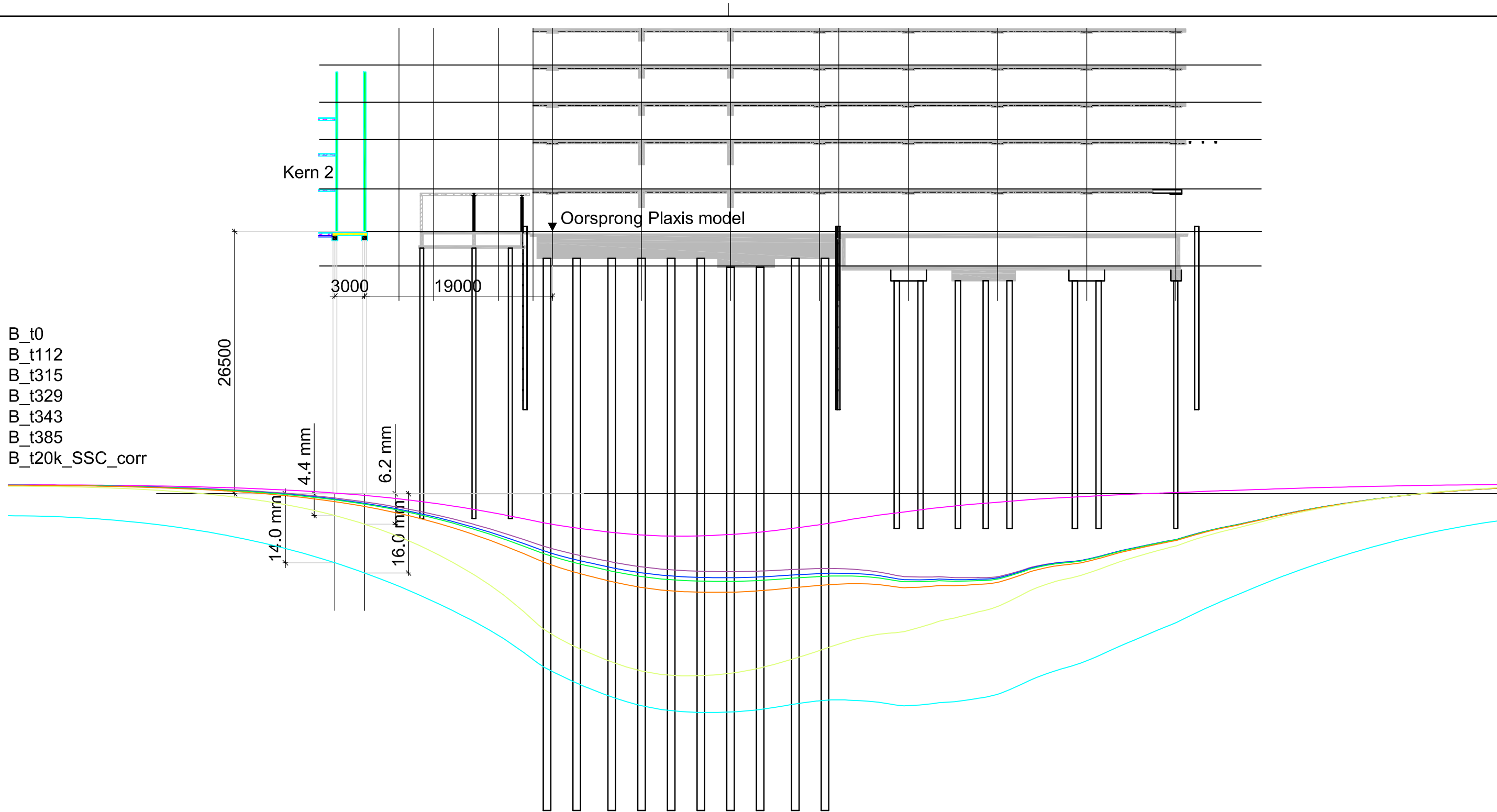
De uitvoeringsorganisatie zal het monitoringsplan en de opname van de belendingen verzorgen. In het bouwveiligheidsplan is hier al een aanzet voor gemaakt. Onderdeel van de opname van de belendingen is het plaatsen van enkele meetbouten die periodiek ingemeten zullen worden. De frequentie van inmeten en de positie van de meetbouten zal in overleg vastgesteld worden. Er is bij de bouw van de Zalmhaven bijvoorbeeld elke kwartaal een precisie waterpassing uitgevoerd.

In het monitoringsplan wordt eveneens vastgelegd welke signaleringswaarden en interventiewaarden er aangehouden dienen te worden.

Datum	7 april 2023
Referentie	9464M008
Blad	5 van 6
Onderwerp	Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw

Bijlage A

Zettingsgrafieken met bestaande en nieuwe bebouwing



B_t0
B_t112
B_t315
B_t329
B_t343
B_t385
B_t20k_SSC_corr

Kern

AE9464 – Tree House – Rotterdam
Analyse zettingen stationsgebouw
Datum 07-04-2023
Formaat A3, schaal 1:400

C_t112
C_t315
C_t329
C_t343
C_t385
C_t20k_SSC_corr

25500

Poer spant stationskap

5960

4400

8725

Oorsprong Plaxis model

20.7 mm

10.2 mm

13.7 mm

24.0 mm

Spant

AE9464 – Tree House – Rotterdam
Analyse zettingen stationsgebouw
Datum 07-04-2023
Formaat A3, schaal 1:400

Datum	7 april 2023
Referentie	9464M008
Blad	6 van 6
Onderwerp	Tree House - Analyse zettingen stationsgebouw

Bijlage B

Rapport RHDHV BG6326-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 beoordeling stationsgebouw 2.0 ,
dd. 04-08-2021

Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.
Industry & Buildings

Aan:

Van:

Datum:

Kopie:

Ons kenmerk: BG6326-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003

Classificatie: Projectgerelateerd

Goedgekeurd door: Walter van Adrichem

Onderwerp: Beoordeling stationsgebouw 2.0

1 Inleiding

Als gevolg van de realisatie van Tree House zullen er zettingen in de ondergrond plaatsvinden. Daartoe zijn er door Royal HaskoningDHV zettingsanalyses uitgevoerd [1] en zijn deze zettingen in relatie tot de belendingen beoordeeld. Specifiek voor het stationsgebouw is aangegeven dat een nadere beoordeling benodigd is. In onderhavige memo wordt deze beoordeling uitgevoerd.

De zettingen op de overige belendingen, waaronder de sporen als gevolg van de bouw van Tree House zijn reeds beschouwd in paragraaf 9.2.4 van het funderingsadvies van RHDHV [1].

De eerdere memo van 19-4-2021 betrof een eerste globale verkenning met voornamelijk handberekeningen.

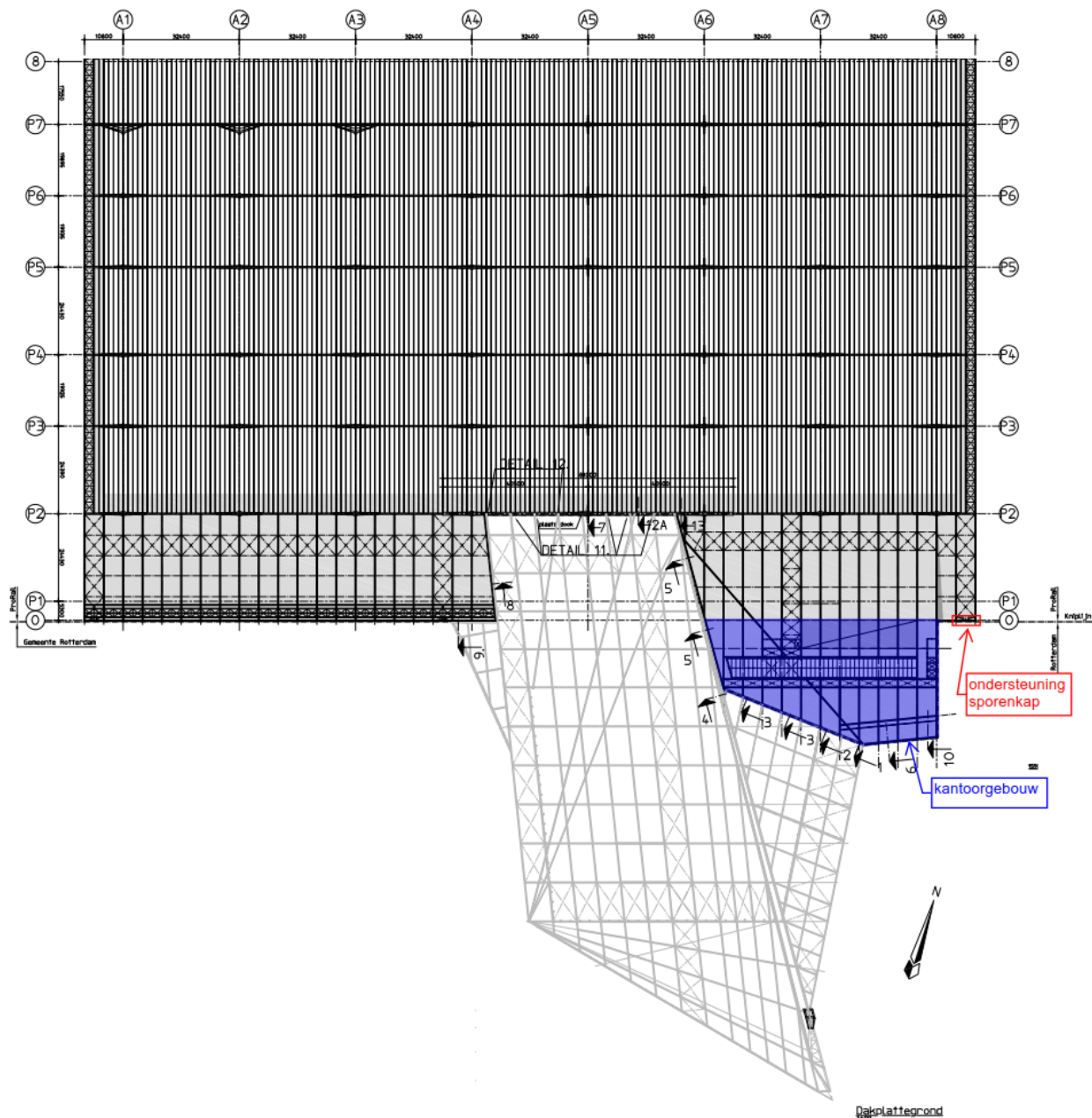
Na het overleg dd. 3 juni 2021 met Gemeente Rotterdam, Arcadis en RHDHV is besloten dieper in detail te treden. Daarbij zijn in de versie 2.0 de volgende zaken nader beschouwd:

- Er is in Scia een 3D berekening gemaakt waarin de invloed van de zettingen op de constructie van het kantoorgebouw zijn beschouwd;
- De berekeningen van de grondvervormingen als gevolg van de vervormingen van de damwand zijn gemaakt en verwerkt;
- RHDHV heeft een overzichtstekening van de bouwkuip met daarop ook het aangrenzende kantoorgebouw en 4-paalspoer sporenkap opgesteld waaruit bleek dat de palen van kern 2 op 6.5m van de damwand af staan, i.p.v. 5m zoals eerder aangenomen. Zie bijlage A. De gebruikte onderleggers zijn in het renvooi vermeld.

In deze versie zijn de opmerkingen vanuit het overleg dd. 28-07-2021 verwerkt.

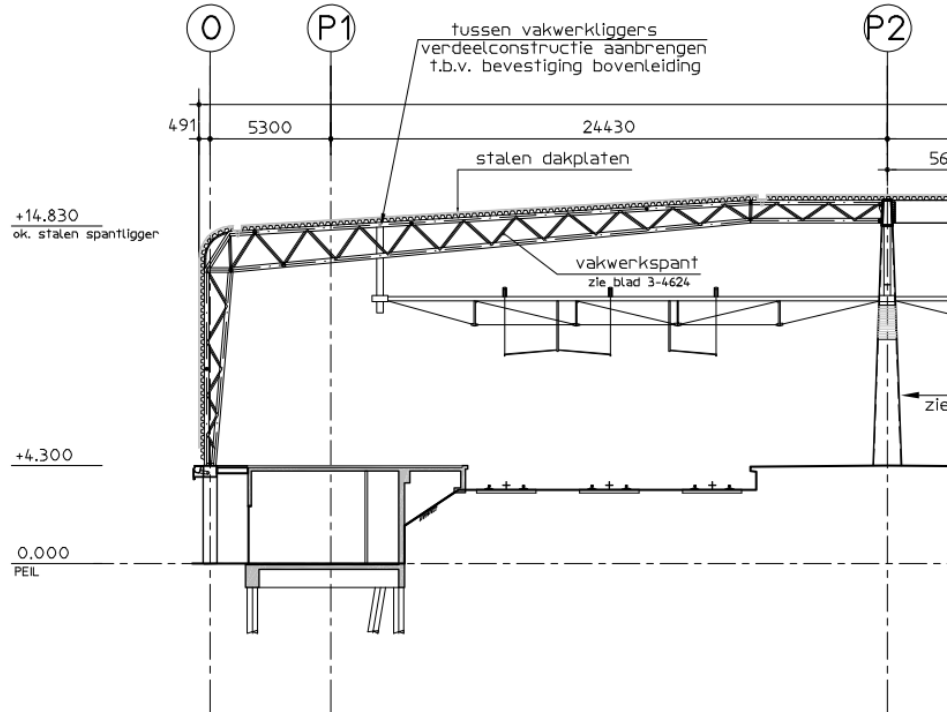
2 Constructiesysteem stationsgebouw

Een overzicht van het stationsgebouw/overkapping is weergegeven in Figuur 2-1. Het stationsgebouw bestaat uit meerdere bouwdelen. Het kantoorgebouw en oostelijke ondersteuning van de sporenkap bevinden zich het dichtst bij Tree House.



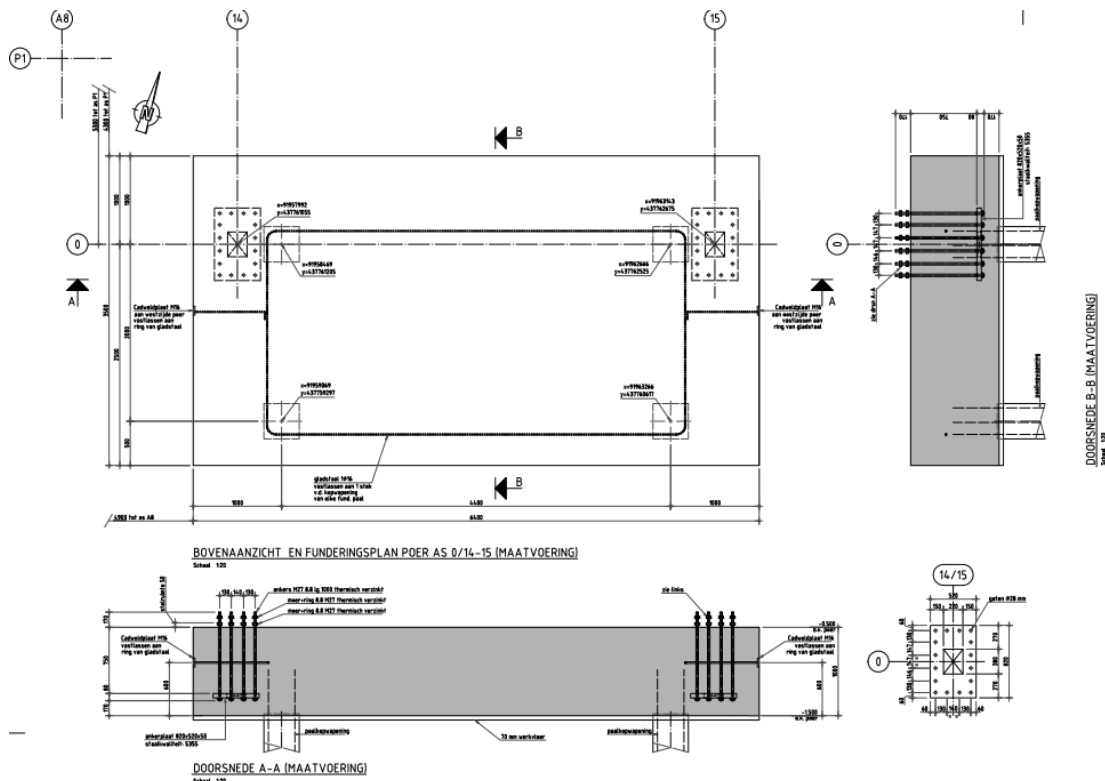
Figuur 2-1: Dakoverzicht, bron [2]

De perronoverkapping bestaat uit stalen vakwerken voorzien van stalen dakplaten. Nabij Tree House steunt de kap af op 2 stalen kolommen, ondersteund door een vierpaalspoer (Figuur 2-4 en Figuur 2-5).



Oostgevel 1:200

Figuur 2-4: Fragment Oostgevel, bron [3]



Figuur 2-5: Poer ter ondersteuning sporenkap, bron [12]

3 Optredende zettingen

De zettingsanalyses zijn uitgevoerd met een variatie in parameters, resulterend in berekeningen A1, A2 en B1 [1]. B1 leidt tot de grootste zettingen. B1 betreft de conservatieve berekening met belastingafdracht langs de gehele paal en verlaging stijfheid grondlagen vanaf NAP 51m en verlaging OCR, zie paragraaf 8.3 van [1]. Ten behoeve van de beoordeling van het stationsgebouw en de perronoverkapping wordt deze berekening als uitgangspunt genomen.

In onderstaande figuur uit paragraaf 9.2.2 van [1] zijn de volgende resultaten gegeven ten behoeve van het kantoorgebouw (

Figuur 3-1):

- De zakking bedraagt op $x = -6,5$ bij B1 ca. 22mm;
- De zakking bedraagt op $x = -9,5$ bij B1 ca. 18mm;
- Indicatie hoekverdraaiing grond op NAP-27m bij B1 ca. 1:750

De buitenste paal onder de kernwand van het stationsgebouw is gelegen op $x = -6,5$ m.

Zie ook overzicht bijlage A.

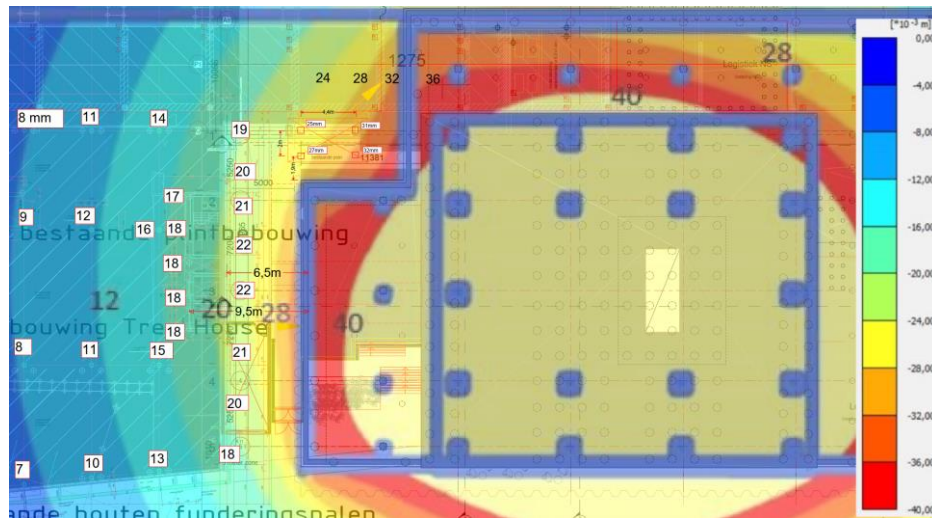
In onderstaand figuur bevindt de fundering van Tree House zich tussen $x=0$ en $x=75$ m.



Figuur 3-1: Verticale zakking op NAP – 27.

N.B. Op het moment dat de zettingsberekening gemaakt werd was het exacte paalpuntniveau van het stationsgebouw niet bekend. Conform palenplan [18] bedraagt het paalpuntniveau NAP -26,5. Een zeer gering verschil.

In onderstaande afbeelding is de zettingscontour op NAP-27 van de conservatieve berekening B1 uit [1] op schaal in de overzichtstekening toegevoegd. T.p.v. de palen van het stationsgebouw zijn de zettingen weergegeven.



Figuur 3-2: Overzichtstekening zettingen

3.1 Gewijzigde diepte kelder / verdiepingen

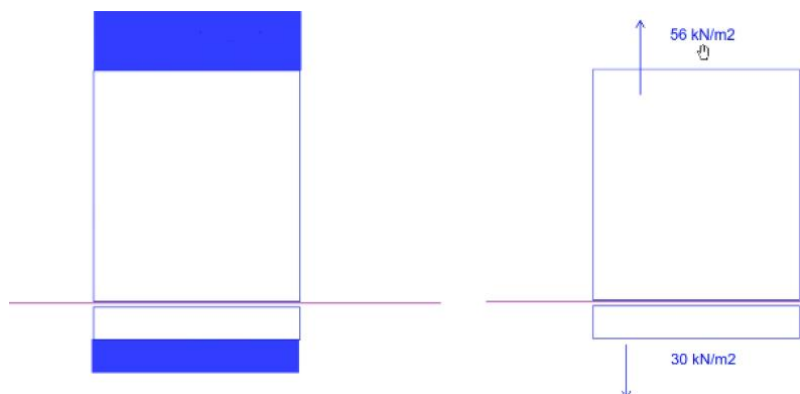
De zettingsanalyse [1] is gemaakt op basis van een eerder ontwerp waarin een extra kelderlaag en 4 extra woonlagen aanwezig was.

De 4 woonlagen die zijn vervallen wegen: $G_k + Q_{k,mom} = 4 \cdot [9 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 + 0,4 \cdot 1,75] = 56 \text{ kN/m}^2$.

Het gewicht van de grond van de -2 kelderlaag weegt: $G_k = 3 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 60 \text{ kN/m}^2$.

Gezien de grondwaterstand is dit netto $3 \text{ m} \cdot (20 - 10) \text{ kN/m}^2 = 30 \text{ kN/m}^2$.

Daarmee kan geconcludeerd worden dat de 4 lagen die vervallen zijn meer wegen dan het gewicht van de grond die behouden blijft. Daarmee zullen de zettingen dus iets gunstiger worden, maar gezien de hoogte van het gebouw ($G + Q_{k,mom} = \text{ca. } 600 \text{ kN/m}^2$) is dit effect verwaarloosbaar klein.



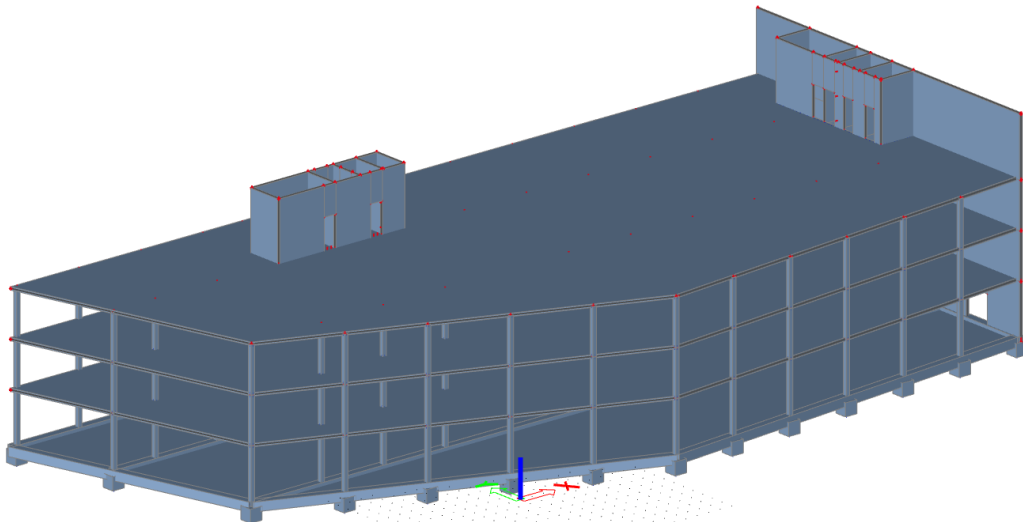
Figuur 3-3: Links: eerdere situatie met 4 extra bouwlagen en extra kelderlaag. Rechts: huidige situatie

*1 Het gewicht van de binnen- en gevelwanden omgerekend naar m2 bedraagt 4 kN/m2.

4 Beoordeling

4.1 Kern 2 kantoorgebouw

Op basis van de archieftekeningen van Arcadis is onderstaand Scia model van het kantoorgebouw gemaakt. De basis betreft een DWG van de BG/fundering welke door Arcadis ter beschikking is gesteld.



De volgende elasticiteitsmoduli zijn toegepast:

- Kernwanden: $E=20.000 \text{ N/mm}^2$
- Lateien en funderingsbalken: $E=10.000 \text{ N/mm}^2$
- Vloeren: $E=7.000 \text{ N/mm}^2$

Voor de palen is gebruik gemaakt van onderstaande tabel uit [19]. Waarmee voor 1 paal: $k_v=160 \text{ MN/m}$, voor 2 paalspoer $k_v=320 \text{ MN/m}$, etc.

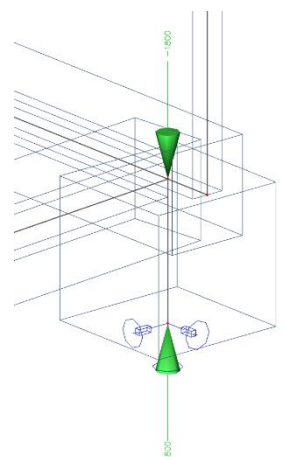
Er is lineair elastisch gerekend aangezien in paragraaf 4.1.2 is geconcludeerd dat de horizontale verplaatsingen zeer gering zijn en daarmee de 2^e orde effecten verwaarloosd kunnen worden

Tabel 3 Verticale bedding, gerekend is met de waarde $K_{v,hoog}$

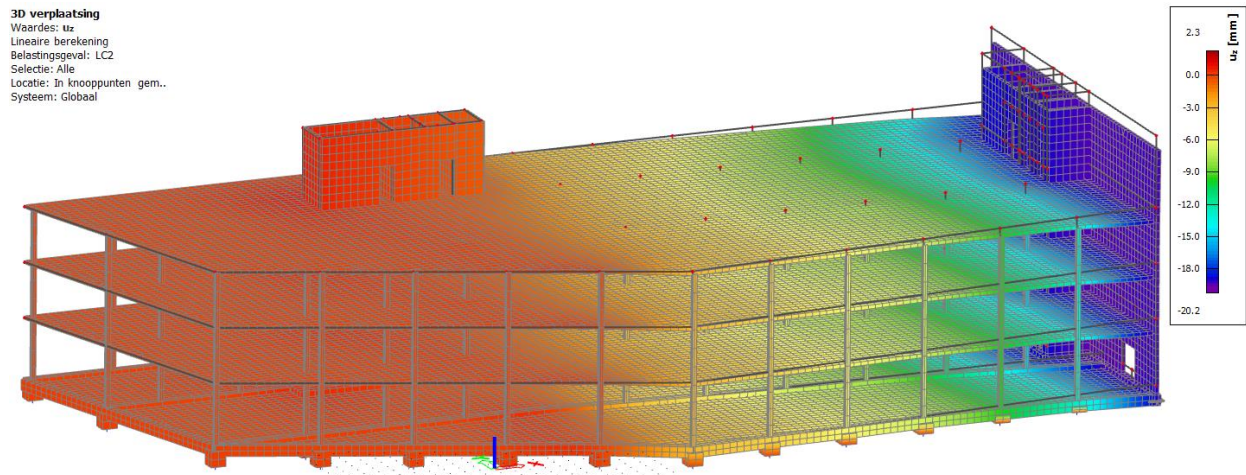
Puntveer vierkant 400				
$K_{v,rep}$ (kN/m)	factor naar rekenwaarde de laag	$K_{v,laag}$ (kN/m)	factor naar rekenwaarde hoog	$K_{v,hoog}$ (kN/m)
112500	1,41	79550	1,41	159099

De zettingen worden in het Scia model meegenomen als afzonderlijk belastinggeval. De zetting is gesimuleerd door een pendelstaaf tussen de oplegging en fundering aan te brengen. Elke pendelstaaf heeft een lengte van 1000 mm E van 100.000 N/mm^2 en een doorsnede van $1000 \times 1000 \text{ mm}^2$ en wordt aan het begin en eind belast door een fictieve puntlast. Deze puntlast geeft een eindindrukking van de pendelstaaf die gelijk is aan de zetting.

$$F_{zetting} = \frac{w * E * A}{l}$$
, waarmee een zetting van 18 mm overeenkomt met een belasting van 1800 MN. Het stationsgebouw wordt beoordeeld op de karakteristieke waarde van de zetting (dus een belastingfactor van 1,0).

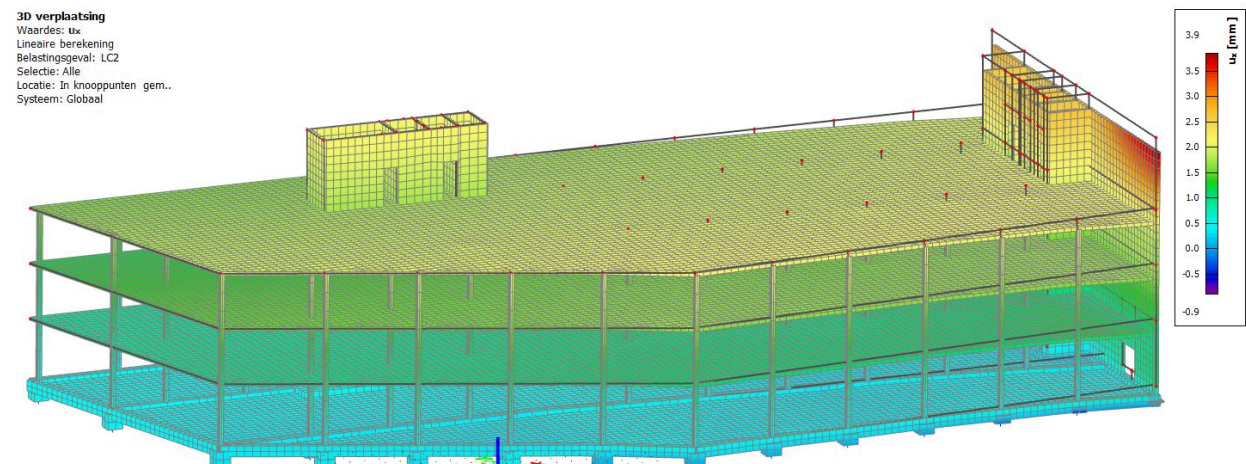


4.1.1 Verticale verplaatsing t.g.v. zettingen



De verticale verplaatsing ligt in lijn der verwachting met de zettingscontour.

4.1.2 Horizontale verplaatsing t.g.v. zettingen:



De palen onder Kern 2 staan in oost-westrichting hart op hart 3,0 m. In hoofdstuk 3 is beschreven dat de er een verschilzetting van $22-18=4$ mm optreedt. In het geval dat de kern onverhinderd kan zakken, dan resulteert dit in een scheefstand van 1:750.

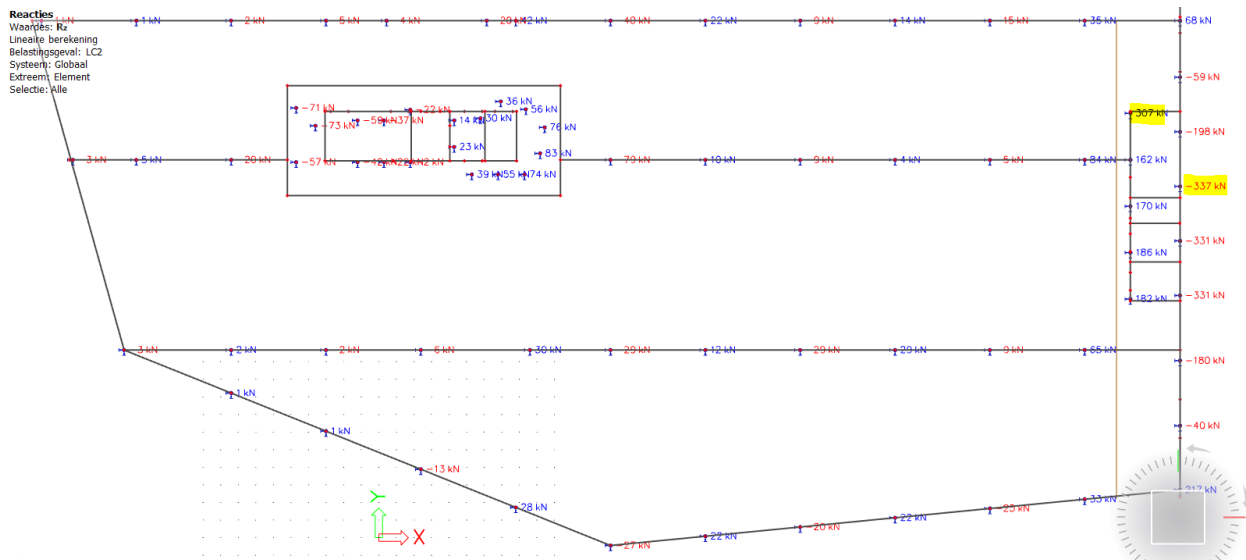
Dus een horizontale verplaatsing aan de top van $18.000 \text{ mm} / 750 = 24 \text{ mm}$. Uit bovenstaande afbeelding blijkt dat er sprake is van verhinderde vervorming, kern 2 kan slechts beperkt vervormen doordat dit verhindert wordt door kern 1.

Uit de Scia berekening volgt een maximale horizontale verplaatsing van kern 2 op 18000 mm hoogte van 3 mm. $3/18000=1/6000$.

Horizontale verplaatsingen in de Y-richting zijn kleiner dan 1 mm. Daarmee zullen geen hoekverdraaiingen optreden op de punten (zie Figuur 2-2) waar kap van de stationshal en de perronoverkapping op afdraagt.

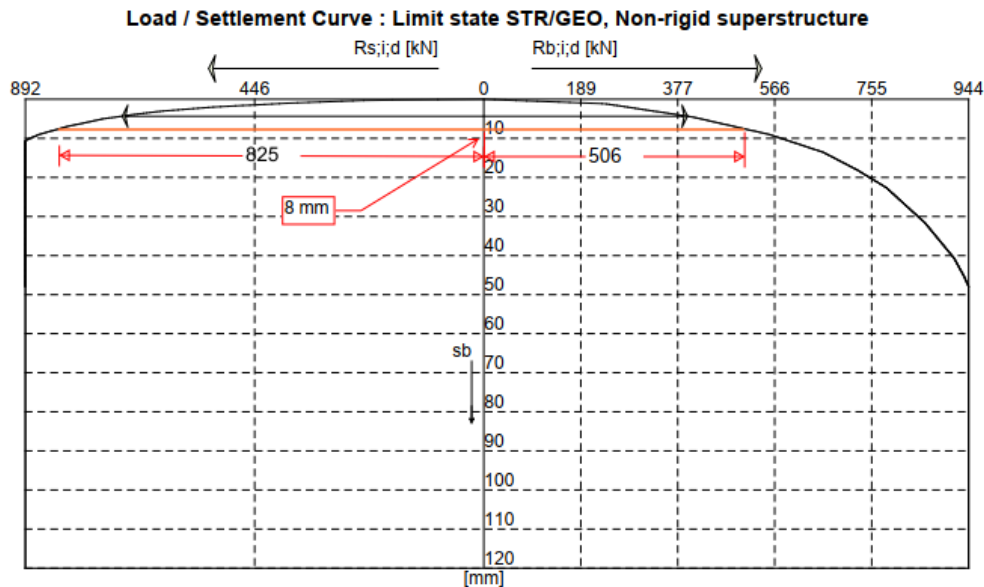
Conclusie is dat de horizontale verplaatsingen en daarmee 2^e orde effecten verwaarloosbaar klein zijn.

4.1.3 Paalreacties t.g.v. zettingen




Uit bovenstaande afbeelding is duidelijk te zien dat kern 1 het verplaatsen van kern 2 verhindert. Bij kern 2 worden de palen onder de lange wand aan de gevelzijde met maximaal 337 kN ontlast. De palen onder de wand hier evenwijdig aan worden maximaal 307 kN extra belast. Conform het palenplan [18] zijn hier prefab palen 400x400 toegepast, berekend op $F_d = 1100$ kN druk. Conform de G+S berekening [11] bijlage 6 blad 6.22 treedt hier maximaal 1024 kN op. T.g.v. de zettingen wordt de belasting maximaal $1024 + 307 = 1331$ kN. Wat overeenkomt met een betonspanning van $1331000 / 400^2 = 8.3$ N/mm², voor een prefab paal is dat eenvoudig opneembaar. De geotechnische beschouwing over het opnemen van de additionele belasting is toegelicht op de volgende pagina.

Aanvullend is door RHDHV Geotechniek een last-zakkingsdiagram voor deze prefab palen opgesteld op basis van de naastgelegen sondering S101.



Pile 1 CPT S101, decisive case, pile type : Prefabricated concrete pile
Rectangular, pile tip level = -26,50 [m], dimensions : a = 0,400 [m], b = 0,400 [m]

Fc;tot;i;d = 1100,0 kN sb = 4,3 mm
Rs;i;d = 703,7 kN Rb;i;d = 396,3 kN

D-Foundations 19.1 : BG6326 RdamCS vk400 controle foi			
 Laan 1914 nr 35 3818 EX Amersfoort Tree House Rotterdam Fundering Stationsgebouw D-Foundations BG6326 RdamCS vk400 controle	Phone	+31 (0)6 46 37 14 07	date
	Fax		2-7-2021
			BH6326
			Annex --
			drw. DJVD ctr. form. A4

Geotechnisch gezien is de toename in paalbelasting akkoord. De benodigde draagkracht wordt gehaald, de zakking neemt toe. Deze toename is nog redelijk lineair, de curve naar grotere zettingen volgt pas bij aanzienlijk hogere belastingen.

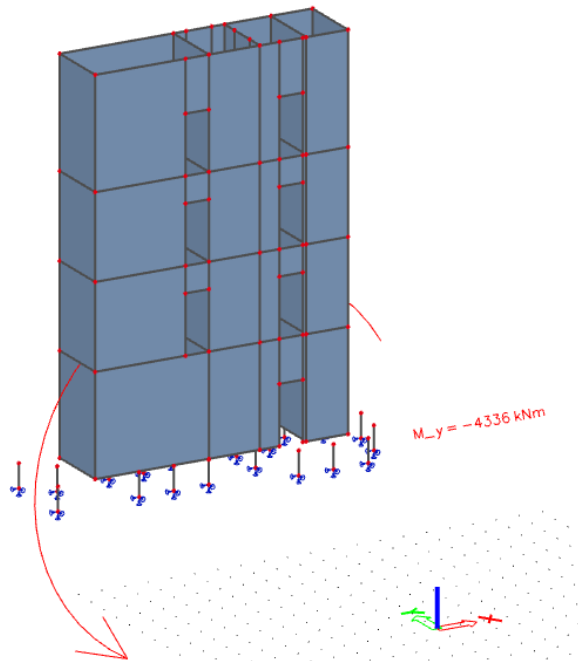
Na de additionele zakking door de extra belasting zal deze palenrij dus meer gaan zakken, waardoor de kern minder schuin zal staan. Hierdoor worden de krachten op kern 1 dus kleiner, waarmee de situatie dus gunstiger wordt, de horizontale krachten en het 2^e orde effect worden kleiner.

Wel betekent dit dat de aansluitende funderingsbalk meer zal worden belast. Dit wordt beschouwd in paragraaf 4.1.7.

4.1.4 Controle kern 1

Uit de paalreacties uit voorgaande paragraaf kan geconcludeerd worden dat t.g.v. de zettingen bij kern 1, een moment optreedt in kern 1. De krachten ten gevolge van zettingen in deze paragraaf zijn rekenwaarden met een belastingfactor 1,0.

Het resulterende moment is hieronder weergegeven.



Het moment in kern 1 volgens de oorspronkelijke berekening bedraagt $M_{dx} = 34.687 \text{ kNm}$ (Bijlage 3, blad 3.29 van [11]). De toename in moment bedraagt daarmee $4336/34687=13\%$.

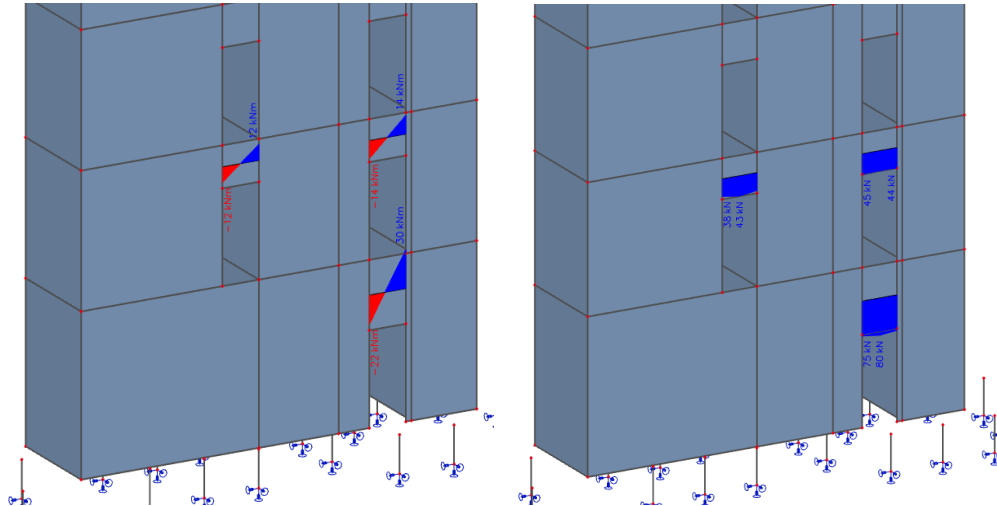
De horizontale vervorming t.g.v. de zettingen bedraagt slechts 2.1 mm.

De maximale toename van de paalbelasting bedraagt 83 kN.

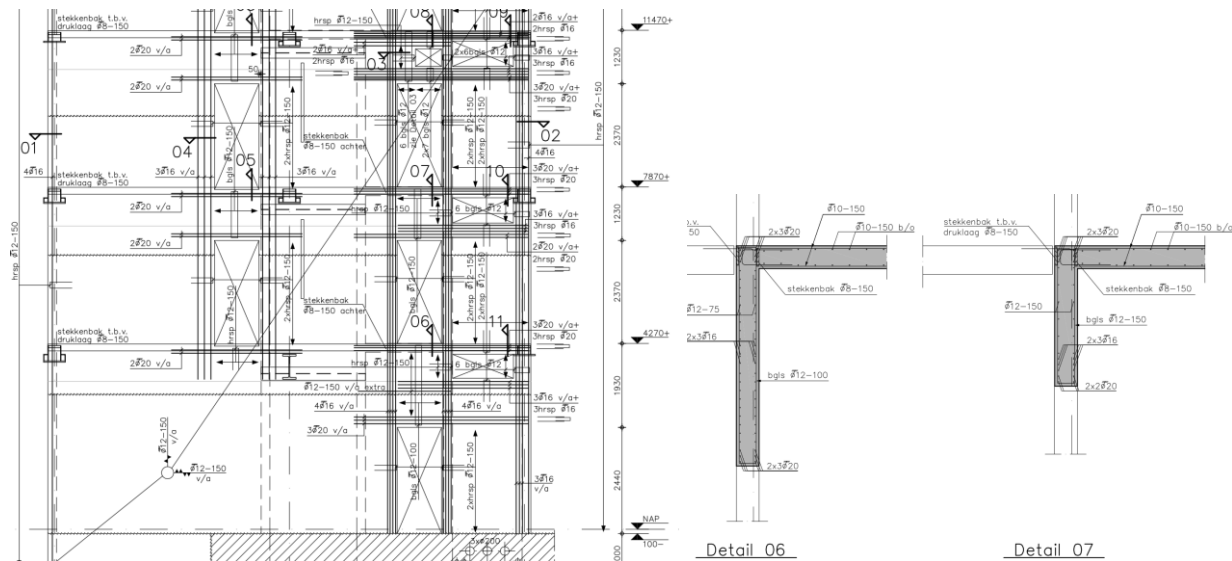
Conform het palenplan [18] zijn hier tubex g.i. palen Ø406/560 toegepast, berekend op $F_d=700 \text{ kN}$ druk. Conform de G+S berekening [11] bijlage 6 blad 6.22 treedt hier maximaal 599 kN (rekenwaarde) op. De toename valt dus nog binnen de belasting waarop de palen zijn berekend.

In onderstaande afbeeldingen zijn de belastingen in de maatgevende lateien t.g.v. de zettingen weergegeven. Buigtrekwapening: $A_{s;ben}=30/(0.9*1.5*0.435)=51 \text{ mm}^2$.

Dwarskracht: $v_{Ed}=80000/(200*1550)=0.26 \text{ N/mm}^2$. $A_{sw;ben}=0.26*200/(0.9*2.5*0.435)=2*27 \text{ mm}^2/\text{m}$.



Hieronder is de wapening weergegeven voor deze kernwand:

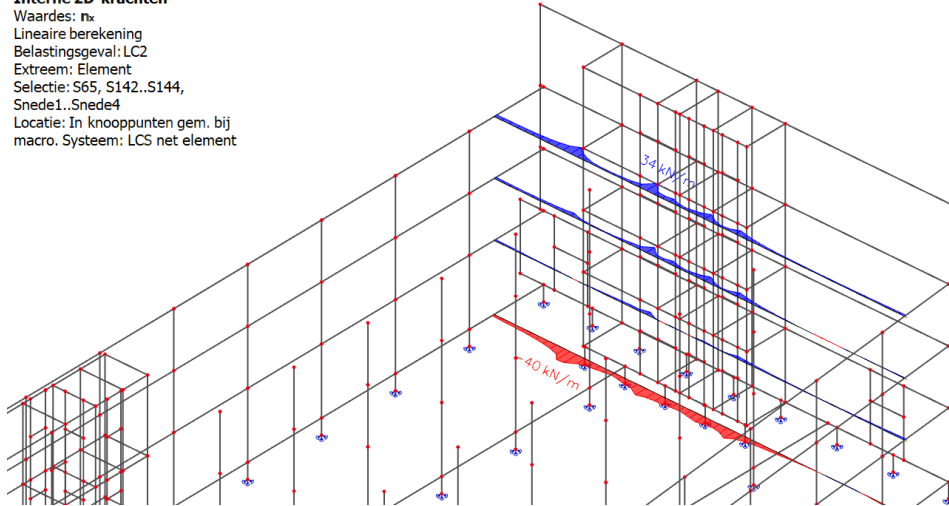


Uit de berekening van de wandwapening [13] valt op te maken dat de lateien ruimschoots gewapend zijn. Geconcludeerd kan worden dat de extra belastingen uit zettingen opneembaar zijn voor kern 1.

4.1.5 Horizontaalkracht in de vloeren:

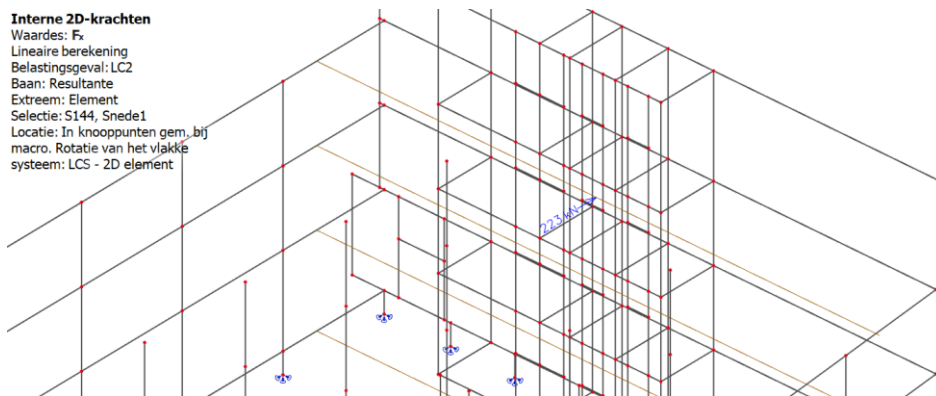
Interne 2D-krachten

Waardes: n_x
Lineaire berekening
Belastingsgeval: LC2
Extreem: Element
Selectie: S65, S142..S144,
Snedel..Snedel4
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



Interne 2D-krachten

Waardes: F_x
Lineaire berekening
Belastingsgeval: LC2
Baan: Resultante
Extreem: Element
Selectie: S144, Snede1
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Rotatie van het vlakke
systeem: LCS - 2D element



In bovenstaande Scia uitvoer zijn de horizontale krachten in de vloeren weergegeven. Maatgevend is uiteraard de 3^e verdiepingsvloer, met een lokale piek t.p.v. de kernwand van 34 kN/m. De resulterende kracht in deze vloer bedraagt 223 kN.

Aanwezige druklaagwapening Ø6-150, zie [16], [17]. $N_u = 188 \cdot 435 = 82,0 \text{ kN/m}$

Er is daarmee ruimschoots voldoende druklaagwapening aanwezig qua sterkte.

Mogelijke scheurvorming in de druklaag valt niet uit te sluiten, maar het risico is gezien de beperkte krachten beperkt. Voor de constructieve veiligheid vormen deze eventuele scheuren geen probleem. Of dit esthetisch een rol speelt, hangt af van de aanwezige vloerafwerking.

Koppeling met kernen:

Langswanden van Kern 1 zijn voorzien van stekkenbak Ø8-150, zie [13], [14].

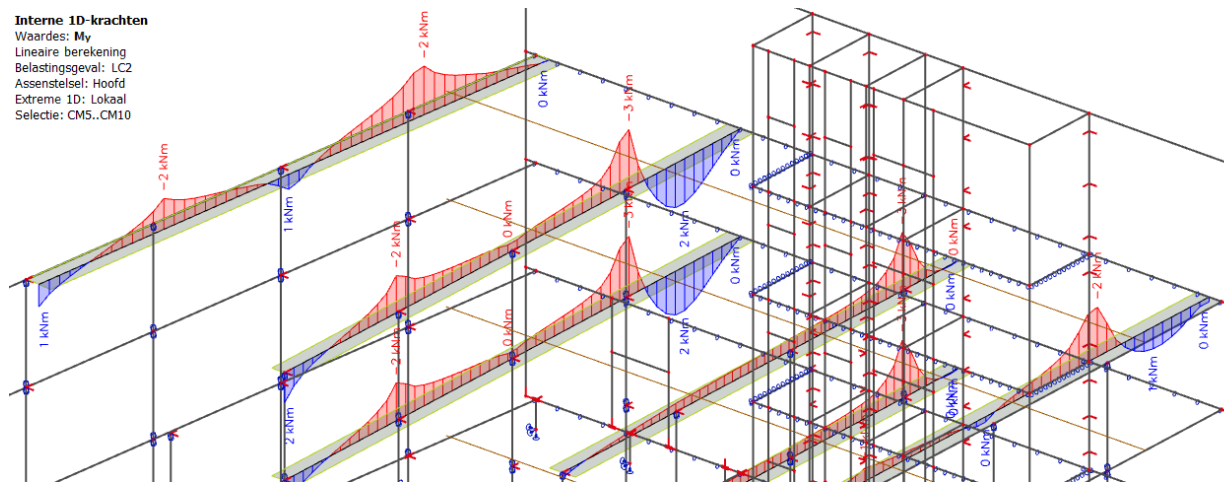
Beschikbare capaciteit, uitgaande van de twee langswanden, bedraagt $2 \times 10,8 \text{ m} \cdot 335 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 3148 \text{ kN}$.

Linker langswand van Kern 2 is voorzien van 2Ø12 in opengehakt kanaal van de kanaalplaatvloer, zie [15], [17]. Beschikbare capaciteit bedraagt $10,95 \text{ m} \cdot 226 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 1076 \text{ kN}$

Geconcludeerd kan worden dat de extra horizontale krachten in de vloeren en koppelingen opneembaar zijn.

4.1.6 Momenten in vloeren

De vloeren zijn scharnierend aan de kernwanden gemodelleerd. Door de zettingen van kern 2 ontstaat er een klein moment boven de kolommen. Dit is eenvoudig opneembaar door de druklaagwapening. De momenten boven de kolommen zijn maatgevend. Daarom zijn hier integratiestroken van 1m breed aangebracht en de resultaten zijn hieronder weergegeven.



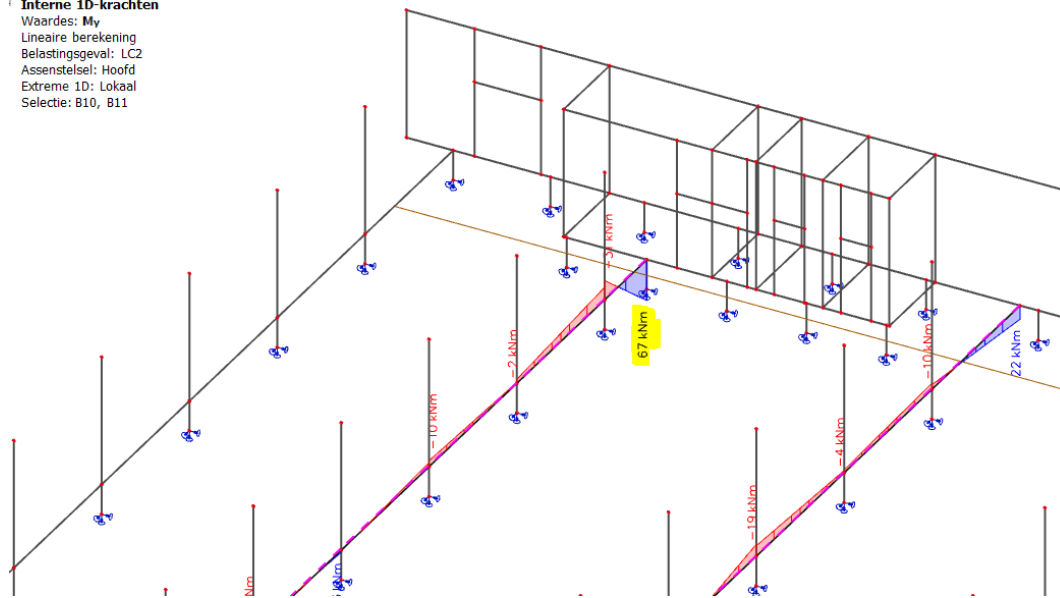
Voor de verdiepingvloeren geldt dat deze overspannen loodrecht op de lange zijde van kern 2, i.c.m. de druklaag zijn deze vloeren dus zowel aan de boven- als onderzijde gewapend.

De overspanning van de BG vloer is evenwijdig aan de lange zijde van de kern. Daarmee is deze vloer voor bovenstaande momenten veel minder stijf. De funderingsbalken zullen hier de krachten opnemen. Daarmee zijn de momenten in de BG vloer hier niet verder beschouwd. In de volgende paragraaf zijn de funderingsbalken beschouwd.

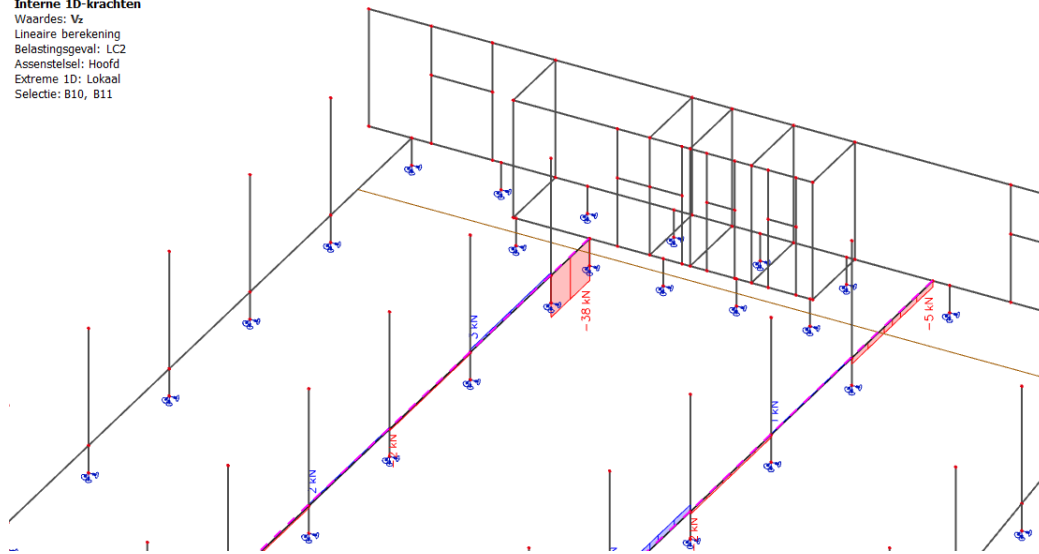
4.1.7 Krachten in funderingsbalken t.g.v. zettingen:

Hieronder zijn de momenten en dwarskrachten weergegeven t.p.v. van de zettingen van figuur 3-2 conform de zettingscontour.

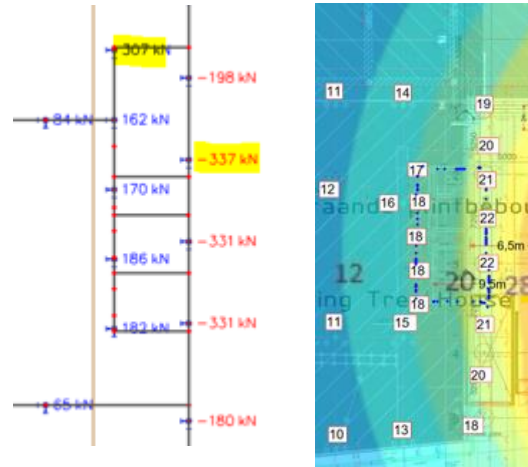
Interne 1D-krachten
 Waardes: M_y
 Lineaire berekening
 Belastinggeval: LC2
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Lokaal
 Selectie: B10, B11



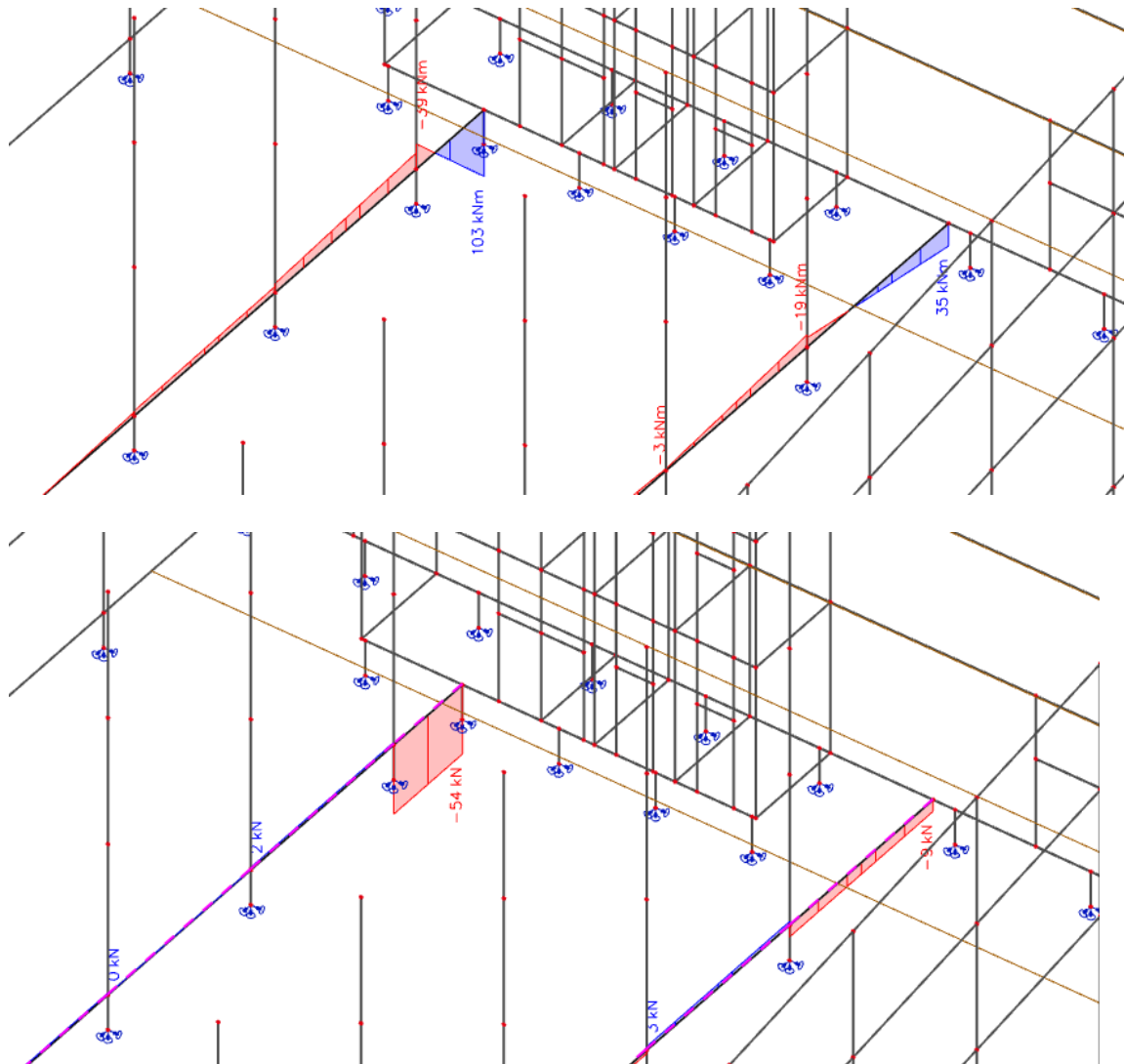
Interne 1D-krachten
 Waardes: V_z
 Lineaire berekening
 Belastinggeval: LC2
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Lokaal
 Selectie: B10, B11



In paragraaf 4.1.3 is aangegeven dat de 2^e palenrij extra belast wordt, waarmee deze extra zullen zakken. De paal in de linkerbovenhoek van kern 2 krijgt de grootste extra belasting: 307 kN. In de last-zakkingsdiagram in paragraaf 4.1.3 is geconcludeerd dat de additionele zakking 4 mm bedraagt. Daarom is een nieuw belastinggeval aangemaakt, waarbij de zetting in de hoek 17+4=21 mm bedraagt. De overige palen in deze palenrij worden minder belast, daarom is aangebracht: 18+3=21 mm.



Hieruit volgen onderstaande krachten op de funderingsbalken ten gevolge van de additionele zettingen:



De krachten in de funderingsbalken worden logischerwijs groter.

Het betreffen funderingsbalken $b \times h = 600 \times 700 \text{ mm}$.

De wapeningstekeningen van de funderingsbalken zijn momenteel niet in het bezit van RHDHV.

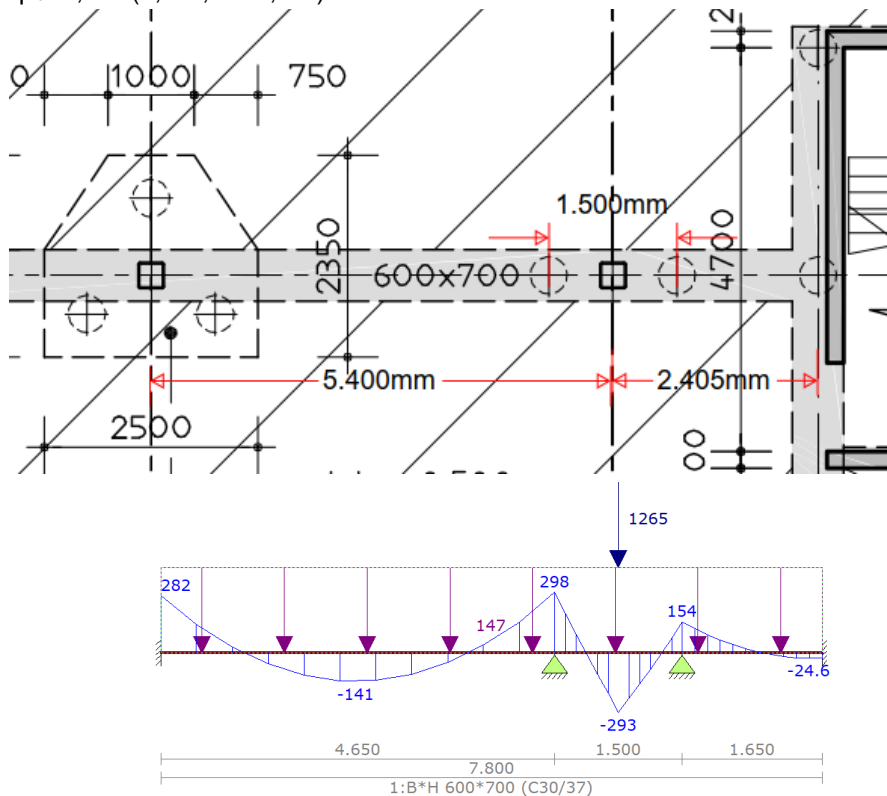
Zodra deze zijn aangeleverd kan dit in het DO nader beschouwd worden.

Voor nu wordt een eerste beschouwing gegeven.

M.b.v. de G+S berekening [11] zijn onderstaande belastingen op de balk bepaald.

De puntlast (rekenwaarde) staat vermeld op blz 3.73 van [11] en de q-last is bepaald als:

$$q_{Ed} = 9,4 \text{ m} \times (1,2 \times 6,75 + 1,5 \times 5) = 147 \text{ kN/m}.$$



Hieruit volgt bij de kern dus een beperkte inklemming van 24,6 kNm. Ten gevolge van de zettingen komt hier nog 103 kNm bij. In totaal is dit 128 kNm, minder dan de momenten verder in de balk.

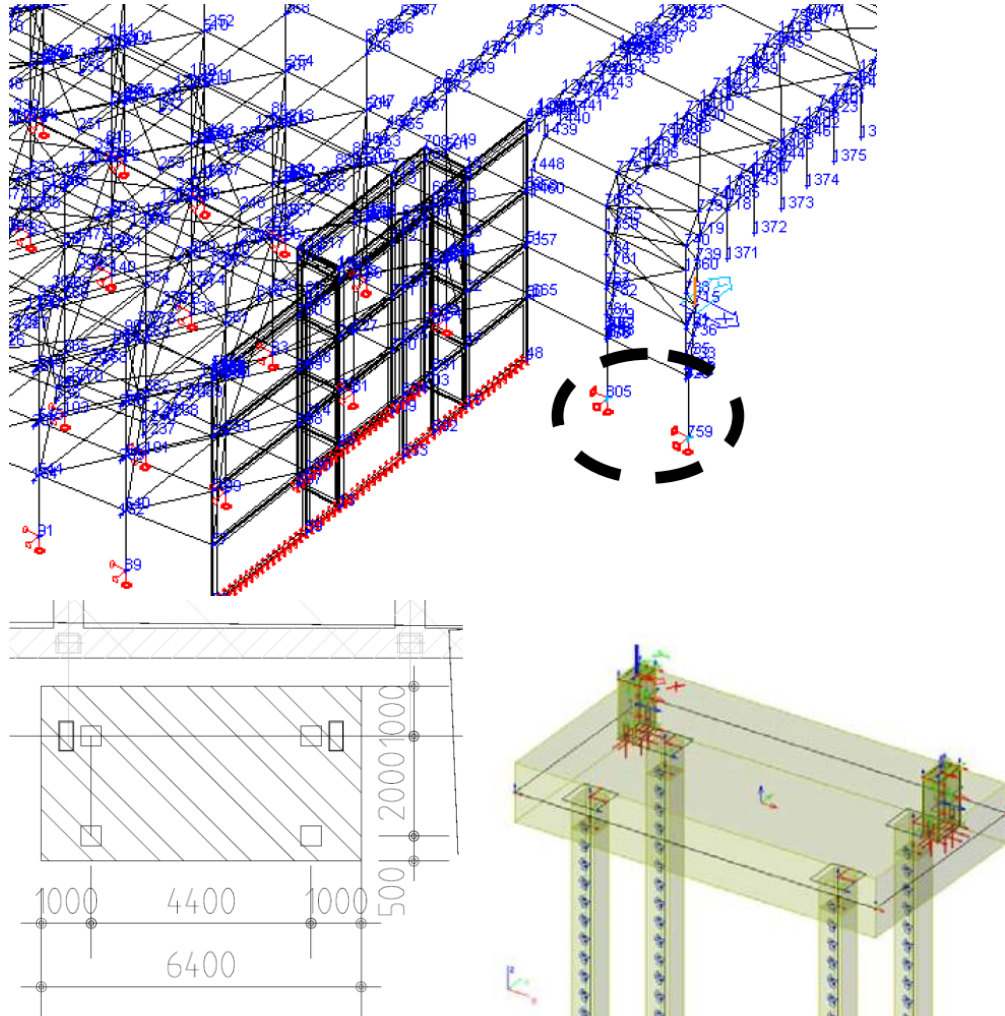
Naar verwachting is de balkwapening doorgezet en bovendien:

$$A_{s,ben} = 128 / (0,9 \times 0,65 \times 0,435) = 503 \text{ mm}^2, \text{ dit zal praktisch altijd aanwezig zijn in een balk } 600 \times 700.$$

Voor deze fase geeft dit voldoende zekerheid.

Zodra de wapeningstekeningen ontvangen zijn, kan hier definitief uitsluitel over worden gegeven.

4.2 4-paalspoer ondersteuning sporenkap

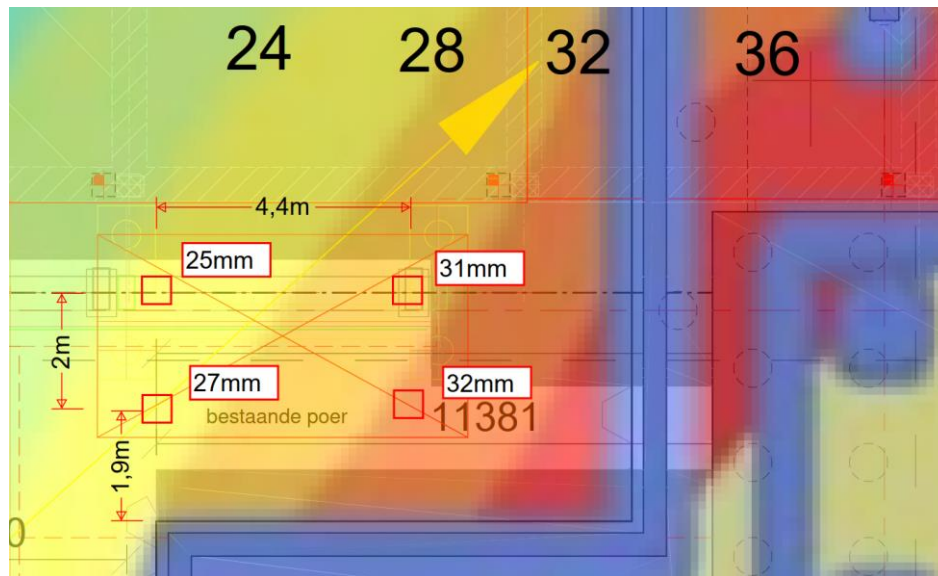


Op de 4-paalspoer op as 0 / 14-15 rusten 2 stalen kolommen van de sporenkap. RHDHV heeft gebruik gemaakt van de oorspronkelijke berekening [19].

In onderstaande afbeelding is de zettingscontour op NAP-27 van de conservatieve berekening B1 uit [1] op schaal in de overzichtstekening toegevoegd. T.p.v. de palen van het 4-paalspoer zijn de zettingen weergegeven.

In Noord-Zuid richting zal een geringe scheefstand ontstaan van max. 2 mm over 2 m lengte. De koppeling van de stalen kolom – beton poer is geschematiseerd als een scharnier.

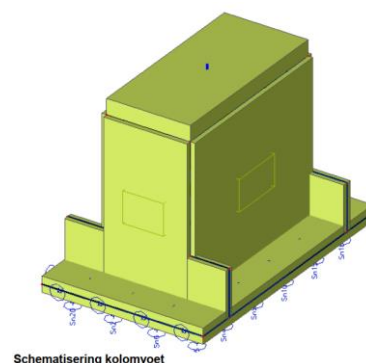
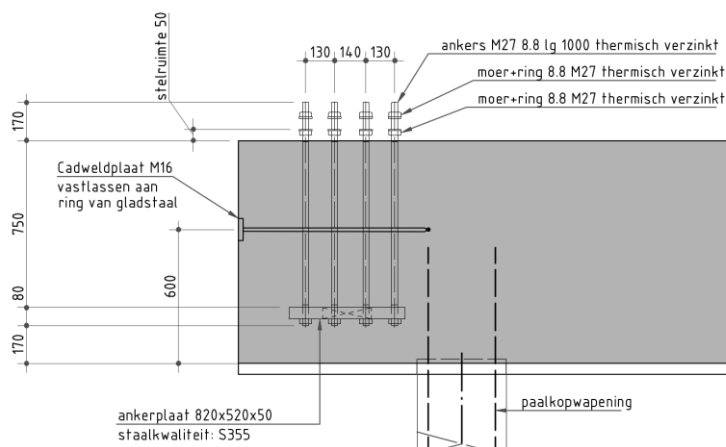
Meer aandacht vraagt de verschilzetting in Oost-West richting, 6 mm over 4.4m, oftewel een scheefstand van 1:730.



Door deze zettingen zal de constructie een opgelegde vervorming krijgen.

Om grote krachten en vervormingen te voorkomen kan gebruik gemaakt worden van de stelmoeren uit de stalen voetplaat. Aan de zijkant van de stalen kolommen kunnen stalen platen en schotten worden gelast, waarna vijzels tussen de platen en de betonpoer geplaatst kunnen worden. De stalen kolom dient gemonitord te worden en indien de zettingen een bepaalde waarde overtreden kunnen de kolommen gevizeld worden.

In het DO zal gezien worden of vizelvoorzieningen daadwerkelijk benodigd zijn.



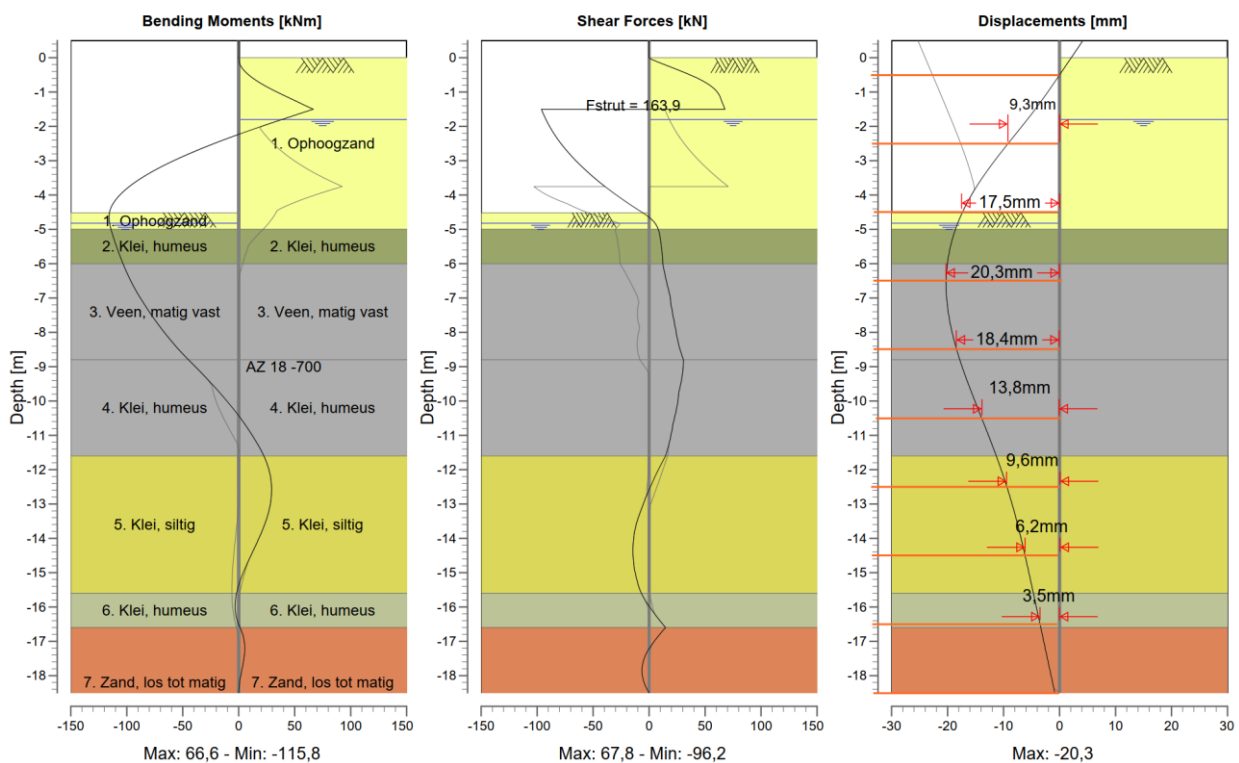
4.3 Invloed vervorming damwand


Voor het realiseren van de bouwkuip van Tree House wordt een damwand aangebracht. Vervorming van deze stalen damwandprofielen zal leiden tot vervorming van achtergelegen grond en daarmee een belasting op de bestaande palen.

4.3.1 Palen onder kern 2 stationsgebouw

De palen staan op 6.5m van de damwand. Gerekend is met een bovenbelasting van 20 kN/m². Geotechniek RHDHV heeft onderstaande damwandberekening aangeleverd. Maatgevend voor de grondverplaatsing is de fase met de diepste ontgraving waarbij nog geen steun uit de keldervloer aanwezig is. In het verplaatsingsdiagram zijn per 2m de verplaatsingen bepaald.

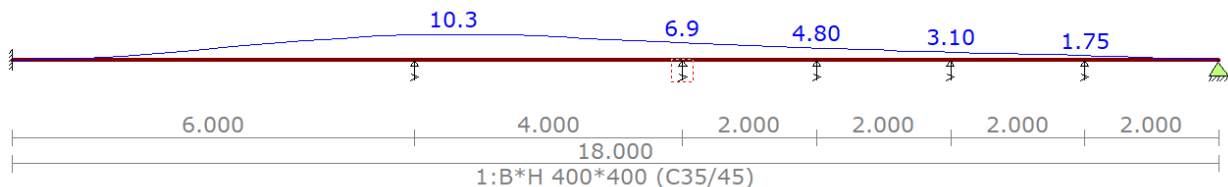
Moments/Forces/Displacements - Stage 4: Diepste ontgraving



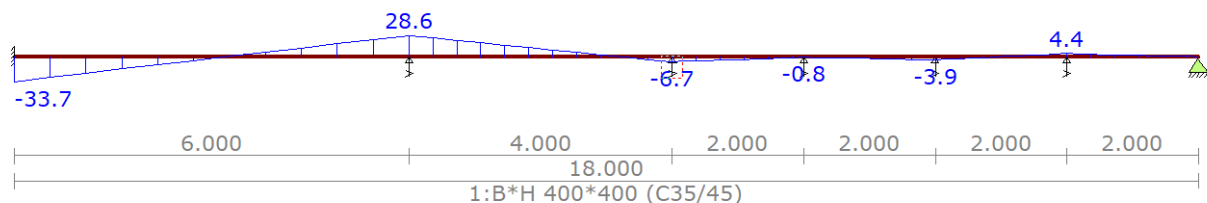
<div><div>Royal HaskoningDHV <small>Enhancing Society Together</small></div></div> <div>Laan 1914 nr 35 3818 EX Amersfoort</div> <div>TELEPHONE +31 (0)6 46 37 14 07 TELEFAX</div>			<div>D-Sheet Piling 19.2 : BG6326 West_20kPa_5m.shl</div>	
			<div>date</div> <div>6/29/2021</div>	<div>drw.</div> <div>DJVD</div>
<div>Voorontwerp bouwkuip Tree House Doorsnede West Westzijde: 20kPa over 5m</div>			<div>-</div>	<div>ctr.</div>
			<div>-</div>	<div>form.</div> <div>A4</div>

Gezien de afstand van 6.5 meter van de damwand tot de bestaande palenrij zal de verplaatsing van de damwand gereduceerd zijn bij de paal. Volgens expert judgement RHDHV geotechniek zal dit 50% bedragen. Daarmee is op de prefab betonpaal een opgelegde vervorming van 50% aangebracht. M.b.v. TS/liggers is een eerste inschatting van de krachten op de paal gemaakt.

Technosoft liggers opgelegde vervormingen:



Resulterende momenten:



In deze berekening is een E van 10700 N/mm² gehanteerd, gebaseerd op gescheurd beton. Ter informatie is de gevoeligheid van de E waarde onderzocht: indien E 50% stijver (16000 N/mm²), dan wordt het moment ook 50% groter. Zo wordt het kopmoment 50 kNm i.p.v. 33.7 kNm.

Conform het palenplan [18] zijn hier prefab palen 400x400 toegepast, berekend op $F_d=1100$ kN druk en een moment van 70 kNm. Uit de Scia berekening van de zettingen in paragraaf 4.1 volgt dat deze palen met ongeveer 300 kN worden ontlast.

In bijlage B is een indicatieve doorsnede-berekening van de paal gemaakt.

Hierbij zijn 3 belastingcombinaties gemaakt:

1. Conform oorspronkelijke palenplan: $N_{Ed}=1100$ kN i.c.m. $M_{Ed}=70$ kNm
2. Gereduceerde normaalkracht en toename moment: $N_{Ed}=563$ kN* i.c.m. $M_{Ed}=70+33.7=103,7$ kNm
3. Als 2 maar met stijvere paal, waarmee groter moment: $N_{Ed}=563$ kN i.c.m. $M_{Ed}=70+50=120$ kNm

Hieruit kan geconcludeerd worden dat zelfs in het ongunstigste geval (3) slechts 398 mm² wapening nodig is, dit zal naar verwachting altijd aanwezig zijn in de voorgespannen prefab paal 400x400.

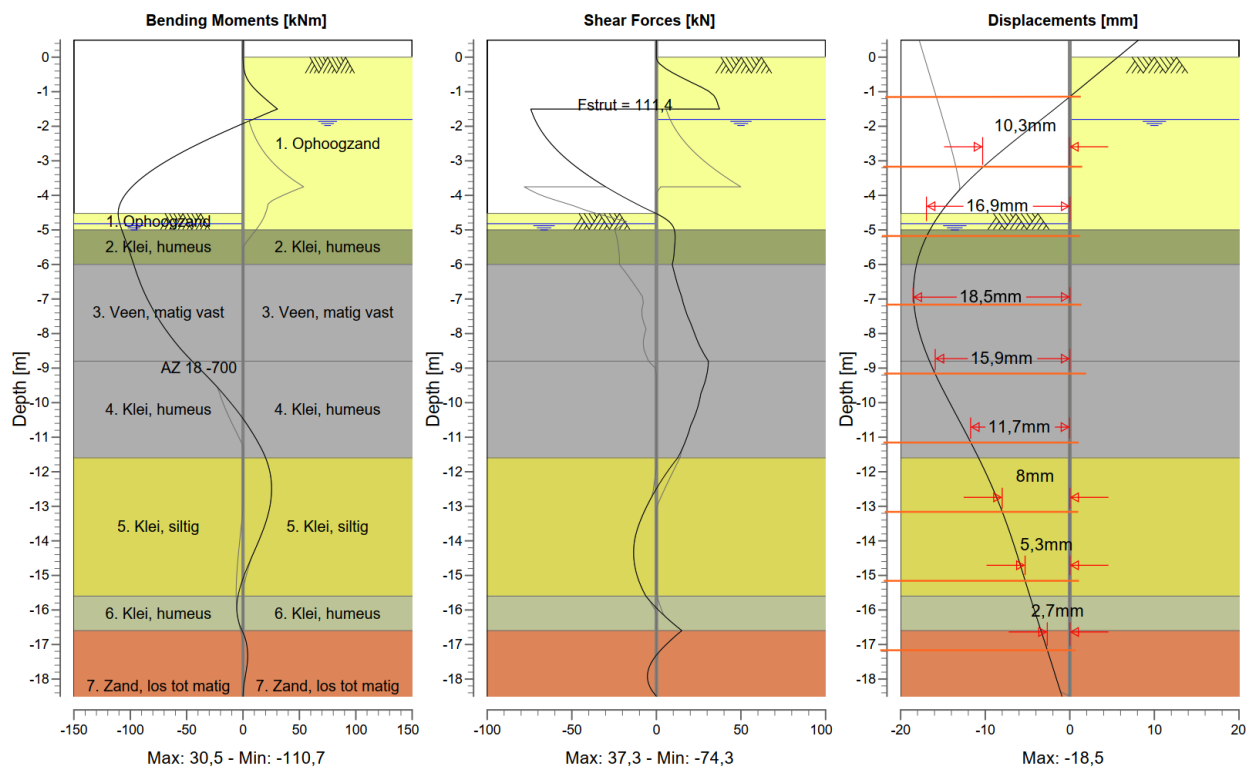
In de DO fase zal met Plaxis gedetailleerder de krachten op de palen worden bepaald ten gevolge van de damwandvervormingen. Zodra RHDHV de paalberekening en -wapening van de palen ontvangen heeft, kan in het DO een gedetailleerde berekening gemaakt worden om te toetsen of de extra belastingen uit de damwandvervorming opneembaar zijn. Eventueel kan nog gekozen worden voor een stijver damwandprofiel of lagere tijdelijke bovenbelasting dan 20 kN/m²


* Conform de G+S berekening [11] bijlage 6 blad 6.12 treedt op as A.8 maximaal 900 kN op, met reductie vanuit zettingen (zie paragraaf 4.1.3) $N_{Ed}=900-337=563$ kN

4.3.2 Palen onder 4-paalspoer ondersteuning sporenkap

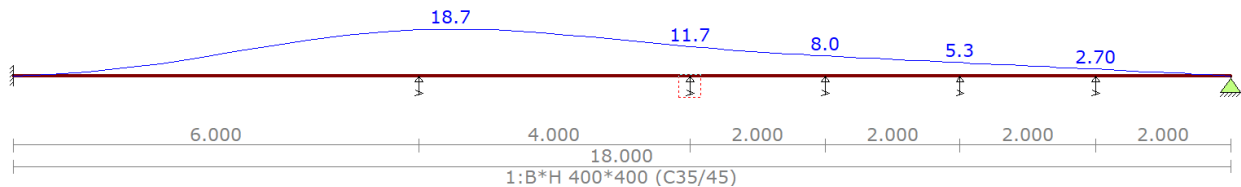
Deze palen staan op een afstand van ongeveer 1 meter en hierbij is geen bovenbelasting gerekend gezien de korte afstand. Geotechniek RHDHV heeft onderstaande damwandberekening aangeleverd. Maatgevend voor de grondverplaatsing is de fase met de diepste ontgraving waarbij nog geen steun uit de keldervloer aanwezig is. In het verplaatsingsdiagram zijn per 2m de verplaatsingen bepaald.

Moments/Forces/Displacements - Stage 4: Diepste ontgraving

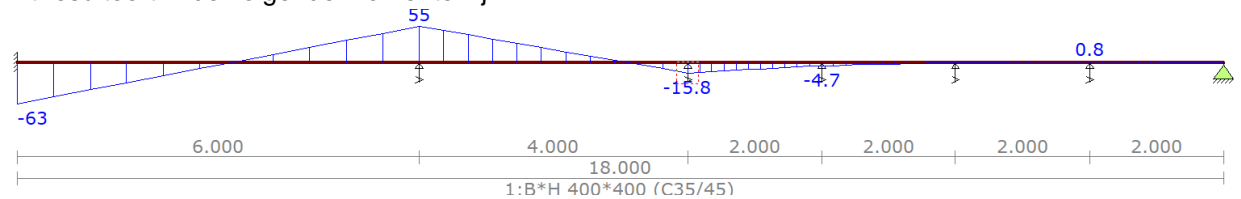


D-Sheet Piling 19.2 : BG6326 West_0kPa.shi														
 Laan 1914 nr 35 3818 EX Amersfoort	TELEPHONE +31 (0)6 46 37 14 07 TELEFAX	<table><tr><td>date</td><td>6/29/2021</td><td>drw.</td><td>DJVD</td></tr><tr><td></td><td>-</td><td>ctr.</td><td></td></tr><tr><td></td><td>-</td><td>form.</td><td>A4</td></tr></table>	date	6/29/2021	drw.	DJVD		-	ctr.			-	form.	A4
date	6/29/2021	drw.	DJVD											
	-	ctr.												
	-	form.	A4											
Voorontwerp bouwkuip Tree House Doorsnede West Westzijde: 0kPa														

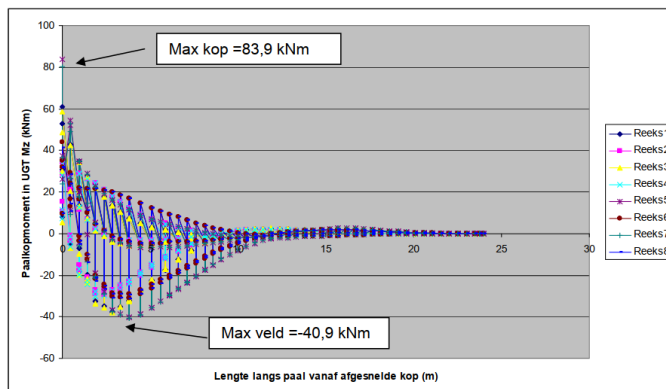
Gezien de korte afstand is de volledige vervorming van de damwand als opgelegde vervorming aangebracht op de prefab paal:



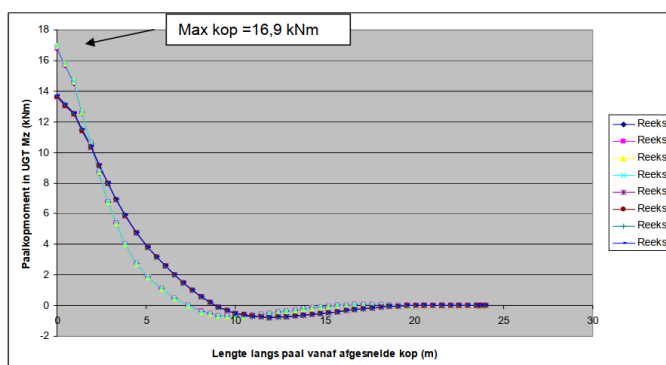
Dit resulteert in de volgende momentenlijn:



Conform [19] blz 29 berekening van de 4-paalspoer bedraagt de maximale belasting op de paal:



Figuur 23 Moment M_z ten gevolge van krachten uit spant + eg poer in UGT



Figuur 24 Moment M_z ten gevolge van gronddekking + maaiveldbelasting in UGT

Optellen van de Momenten M_y levert een kopmoment van $83,9 + 16,9 \text{ kNm} = 100,8 \text{ kNm}$.
Het opgetelde veldmoment bedraagt $40,9 \text{ kNm} + 1,1 \text{ kNm} = 43 \text{ kNm}$.

De paalberekening en -wapening is nu niet in het bezit van RHDHV, zodra dit het geval is, kan beschouwd worden of de belastingen opneembaar zijn. Voor de vervolgfase is het een optie op een zwaarder damwandprofiel te kiezen, indien blijkt dat dit noodzakelijk is.

5 Conclusies en aanbevelingen

Op basis van deze beoordeling van het stationsgebouw en de ondersteuning van de belendende spooroverkapping wordt geen constructieve schade verwacht.

De kans op bouwkundige schade (bijvoorbeeld barst in glas of vloerafwerking) wordt als gering ingeschat. Dit op basis van de geringe verticale (verschil)verplaatsingen die gevonden worden en de relatief beperkte krachten in de druklaag.

In de DO fase zal met Plaxis gedetailleerder de krachten op de palen worden bepaald ten gevolge van de damwandvervormingen. Zodra RHDHV de paalberekening en -wapening van de palen ontvangen heeft, kan in het DO een gedetailleerde berekening gemaakt worden om te toetsen of de extra belastingen uit de damwandvervorming opneembaar zijn. Eventueel kan nog gekozen worden voor een stijver damwandprofiel of lagere tijdelijke bovenbelasting dan 20 kN/m².

De zettingen t.p.v. de 4-paalspoer t.p.v. de spooroverkapping kunnen ondervangen worden door de 2 stalen kolommen te vijzelen, indien uit monitoring blijkt dat dit noodzakelijk is. In het DO zal bezien worden of vijzelvoorzieningen daadwerkelijk benodigd zijn.

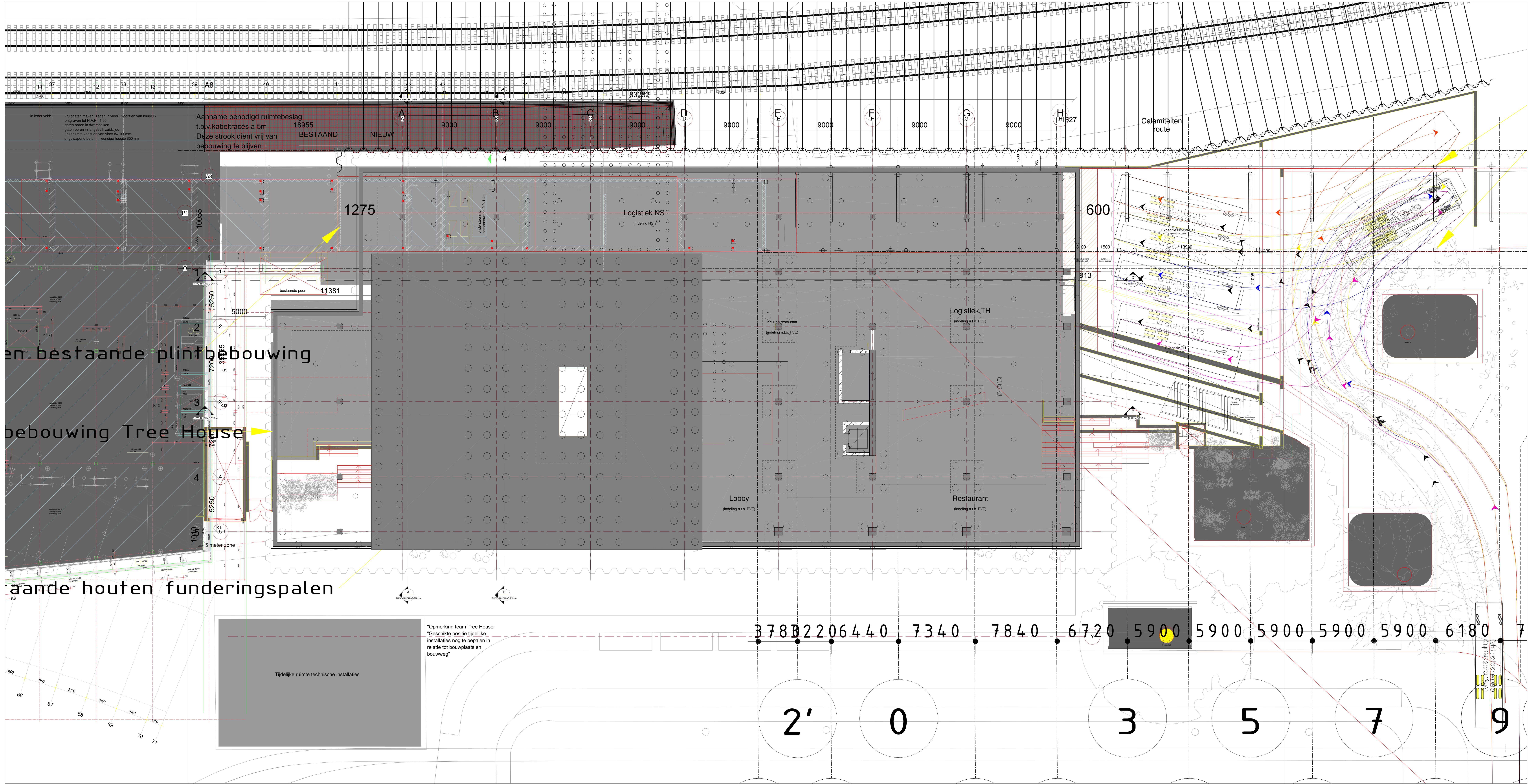
Van belang is dat er voorafgaand aan de uitvoering een monitoringsplan opgesteld wordt. In dit monitoringsplan worden zaken opgenomen zoals:

- Nulmeting
- Meetpunten: type metingen en frequentie
- Signaleringswaarden en interventiewaarden
- Mogelijke maatregelen bij overschrijding van de interventiewaarden, te denken aan:
 - o Vijzelen ter plaatse van de 4-paalspoer ondersteuning sporenkap
 - o Compensation grouting van de paalfundering ter plaatse van de gevel van het stationsgebouw.

6 Referenties

1. BG6326-RHD-ZZ-XX-NT-G-0002, Tree House – funderingsadvies, Funderingsadvies VO, Royal HaskoningDHV, 25 maart 2021
2. 3-4600 versie 5.0 Totale overkapping Dakplattegrond, Arcadis, d.d. 07-2008
3. 3-4611 versie 3.0 Sporenkap Gevelaanzichten, Arcadis, d.d. 01-07-2008
4. 3-4613 versie 4.0 Sporenkap Doorsneden B-B t/m D-D, Arcadis, d.d. 01-07-2008
5. 3-4631 versie 7.0 Kantoor Zuid Oost Plattegrond 1e verdieping, Arcadis, d.d. 16-03-2010
6. 3-4632 versie 6.0 Kantoor Zuid Oost Plattegrond 2e verdieping, Arcadis, d.d. 16-03-2010
7. 3-4633 versie 6.0 Kantoor Zuid Oost Plattegrond 3e verdieping, Arcadis, d.d. 16-03-2010
8. 3-4634 versie 6.0 d.d. 16-03-2010 Kantoor Zuid Oost Plattegrond dak, Arcadis, d.d. 16-03-2010
9. 3-4613 versie 4.0 Sporenkap Doorsneden B-B t/m D-D, Arcadis, d.d. 01-07-2008
10. Constructie Zuidhal Plattegrond beganegrond as A7-A8 Kantoor – Maatvoering, Arcadis, 23-12-2009
11. NSP Rotterdam Centraal Gewichts- en stabiliteitsberekening Zuidhal Onderbouw nr 2-4311, bijlage 56-1, gewijzigde versie sep 2009, Arcadis, 21 september 2009
12. 001353320 Rotterdam Centraal Perron, perron 1 as 0, Funderingsplan poer 14 en 15, Mobilis, 29-07-2013
13. Zuidhal, kantoor Oost constructief, Wapening Betonkern 1, deel 1-5, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 18-06-2010
14. Zuidhal, kantoor Oost constructief, Wapening Betonkern 1, deel 2-5, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 29-04-2010
15. Zuidhal, kantoor Oost constructief, Wapening Betonkern 2, deel 2-5, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 09-09-2010
16. Zuidhal, kantoor Oost constructief, Druklagen en stortstroken 1^e verd vloer, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 23-07-2010
17. B-08030-UO- 16402 versie F, Sterkteberekening druklagen, kantoor Zuid-Oost, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 22-07-2010
18. Zuidhal, constructief, Palenplan, Bouwcombinatie TBI Rotterdam CS, 28-05-2010
19. B-08030-UO-19423, Ber. poer kruising as 0 met as 14 en 15, TBI Rotterdam CS, 06-05-2010
20. 3.1.4 Notitie zettingen ontwikkeling RCD, Gemeente Rotterdam, SO, Arcadis, 30-08-18.

Bijlage A - Overzichtstekening bouwkuip, kantoorgebouw en poer sporenkap



Bijlage B – Indicatieve berekening prefab paal

Technosoft Kolomwapening release 6.60b

4 aug 2021

Project :
Onderdeel :
Dimensies : kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)
Datum : 04/08/2021
Referentieperiode: 50

Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

Beton NEN-EN 1992-1-1:2011(nl) C2/A1:2015(nl) NB:2016(nl)



Geometrie

Type constructie : Kolom Rechthoekig Geschoord uit vlak (y-as)
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 400 * 400
Kolomhoogte (L) [mm] : 100
Belastingschema : Geschoord
Kniklengtefactor X : 1.00
Krommingsverdeling factor c X : 10.00

Belasting

	BG1	BG2	BG3	Maatgevend BC
Omschrijving belastinggeval	:			
Normaalkracht N Ek [kN]	1100.00	563.00	563.00	563.00
MEk,X boven [kNm]	70.00	103.70	120.00	120.00
MEk,X onder [kNm]	0.00	0.00	0.00	0.00
Belastingfactoren				
BC1 Fundamenteel	1.00	0.00	0.00	
BC2 Fundamenteel	0.00	1.00	0.00	
BC3 Fundamenteel	0.00	0.00	1.00	Maatgevend X

Beton en Wapening

Betonkwaliteit : C35/45 Prefab : Nee
Soort spanningsrekdiagram : Parabolisch - rechthoekig diagram
Staalsoort : B500A Symm.wapening: 4-zijdig
 f_{yk} [N/mm²] : 500 ϵ_{uk} [%] : 2.5
Soort spanningsrekdiagram : Bi-lineair diagram met klimmende tak
Basiswapening [mm] : 4 ø12 Bijlegw. [mm] : ø12, 12
Beugels [mm] : ø 8
Art. 7.3.2 minimum wapening : Ja

Betondekking

Milieu : XC2
Gestort tegen bestaand beton : Nee
Element met plaatgeometrie : Nee
Specifieke kwaliteitsbeheersing : Nee
Oneffen beton oppervlak : Nee
Ondergrond : Glad / N.v.t.
Constructieklasse : S3
Grootste korrel : 31.5
Hoofdwapening : 2de laag
Nominale dekking : 25
Toegepaste dekking : 38
Gelijkwaardige diameter : 12

$C_{min,b}$	$C_{min,dur}$	ΔC_{dur}	:	12	20	0
C_{min}	ΔC_{dev}	C_{nom}	:	20	5	25
Beugel / Verdeelwapening						
				:	1ste laag	
Nominale dekking				:	25	
Toegepaste dekking				:	30	
Gelijkwaardige diameter				:	8	
$C_{min,b}$	$C_{min,dur}$	ΔC_{dur}	:	8	20	0
C_{min}	ΔC_{dev}	C_{nom}	:	20	5	25

Belastingcombinatie 1: (Fundamenteel)

Berekende gegevens	X-as	Y-as	BC1
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	70.18		
Min. wapening art. 9.5.2(2) [mm ²] :	320.0		
Min. wap. art. 9.5.2(2)&(4) [mm ²] :	201.1 = 4 ø8.0		
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ²] :	0.0		
Totaal ber. wap. 1e/2e orde [mm ²] :	0.0		
Maatgevende wapening [mm ²] :	320.0		

Belastingcombinatie 2: (Fundamenteel)

Berekende gegevens	X-as	Y-as	BC2
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	103.79		
Min. wapening art. 9.5.2(2) [mm ²] :	320.0		
Min. wap. art. 9.5.2(2)&(4) [mm ²] :	201.1 = 4 ø8.0		
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ²] :	24.5		
Totaal ber. wap. 1e/2e orde [mm ²] :	135.7		
Maatgevende wapening [mm ²] :	320.0		

Belastingcombinatie 3: (Fundamenteel)

Berekende gegevens	X-as	Y-as	BC3
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	120.09		
Min. wapening art. 9.5.2(2) [mm ²] :	320.0		
Min. wap. art. 9.5.2(2)&(4) [mm ²] :	201.1 = 4 ø8.0		
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ²] :	24.5		
Totaal ber. wap. 1e/2e orde [mm ²] :	398.3		
Maatgevende wapening [mm ²] :	398.3		

Maatgevende belastingcombinatie 3: (Fundamenteel)

Gevonden wapening	basiswapening	X-as	Y-as
Bijlegcombinatie 1	452 [mm ²] :	4 ø12.0	

Opmerkingen

- [10] * = Minimum wapening X-ri (bel.comb. 1,2).
- [101] De berekende wapening is de totale wapening in de doorsnede.
- [111] Alzijdige wapening vier-zijdig symmetrisch (bel.comb. 3,1,2)
- [108] Gevonden wapening onverminderd toepassen over gehele kolomhoogte (bel.comb. 3,1,2)