

RAPPORT

Ontwerpnota referentieontwerp Dijkverbetering Rijnkade te Arnhem

Technische achtergrondrapportage (ontwerpverkenning
referentieontwerp)

Klant: Waterschap Rijn en IJssel

Referentie: BG8703WATRP2009251459

Status: Definitief/1.0

Datum: 2 oktober 2020

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Jonkerbosplein 52
6534 AB NIJMEGEN

Water

Trade register number: 56515154

+31 88 348 70 00 **T**

+31 24 323 93 46 **F**

info@rhdhv.com **E**

royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Ontwerpnota referentieontwerp Dijkverbetering Rijnkade te Arnhem

Ondertitel: Ontwerpnota Planuitwerking dijkverbetering Rijnkade

Referentie: BG8703WATRP2009251459

Status: 1.0/Definitief

Datum: 2 oktober 2020

Projectnaam: Rijnkade Arnhem

Projectnummer: BG8703

Auteur(s): Teunis Linthof

Opgesteld door: Teunis Linthof, Hans Doornbos,
Casper Gies

Gecontroleerd door: Rob van der Sman, Philip de Ruiter

Datum: 25-09-2020

Goedgekeurd door: Jan Valk

Datum: 02-10-2020

Classificatie

Projectgerelateerd

Behoudens andersluidende afspraken met de Opdrachtgever, mag niets uit dit document worden veeelvoudigd of openbaar gemaakt of worden gebruikt voor een ander doel dan waarvoor het document is vervaardigd. HaskoningDHV Nederland B.V. aanvaardt geen enkele verantwoordelijkheid of aansprakelijkheid voor dit document, anders dan jegens de Opdrachtgever. Let op: dit document bevat persoonsgegevens van medewerkers van HaskoningDHV Nederland B.V. en dient voor publicatie of anderszins openbaar maken te worden geanonimiseerd.

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Leeswijzer	1
2	Normen, richtlijnen en projectdocumenten	2
2.1	Algemeen	2
2.2	Normen	2
2.3	Richtlijnen	2
2.4	Projectdocumenten	2
3	Verankerde wand op palen	3
3.1	Uitgangspunten	3
3.1.1	Algemeen	3
3.1.2	Representatieve doorsnede	3
3.1.3	Grondopbouw en -parameters	3
3.1.4	Belastingen, faalmechanismen en toetscriteria	5
3.1.5	Inschatting geometrie constructie	6
3.1.6	Uitvoering	8
3.2	Eurocode analyse	9
3.2.1	Algemeen	9
3.2.2	Maatregel ten aanzien van invloed zetting	10
3.3	Waterwet analyse	10
3.3.1	Input	10
3.3.2	Berekeningsresultaten en conclusies	13
3.4	Dimensionering betonwand	24
3.5	Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4	26
3.6	Conclusies uit de berekeningsresultaten	27
4	Betonnen keerwand op staal gefundeerd	28
4.1	Dimensionering	28
4.2	Uitvoering	30
4.3	Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4	30
5	Gewapende grond	31
5.1	Dimensionering	31
5.2	Uitvoering	31
5.3	Toetsing overige faalmechanismen OI4014v4	32
6	Verankerde damwand	33
6.1	Algemeen	33

6.2	Waterwet analyse	34
6.2.1	Input	34
6.2.2	Berekeningsresultaten en conclusies	36
6.3	Dimensionering betonwand	47
6.4	Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4	48
6.5	Uitvoering	48
6.6	Conclusies uit de berekeningsresultaten	49
7	Versterking bestaande keerwanden	50
7.1	Algemeen	50
7.2	Bestaande keerwand Roermondsplein	52
7.3	Bestaande keerwand nabij museum Airborne at the Bridge	53
7.4	Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4	55
7.5	Conclusies uit de berekeningsresultaten	55
8	Groene kade/talud	56
8.1	Principe ontwerp Groene Balkon	56
8.2	Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4	56
9	Randbeveiliging kades	57
10	Conclusies en aanbevelingen	59
10.1	Algemeen	59
10.2	Conclusies	59
10.2.1	Verankerde wand op palen	59
10.2.2	Betonnen keerwand	59
10.2.3	Gewapende grond	60
10.2.4	Verankerde damwand	60
10.3	Aanbevelingen	60
10.3.1	Algemeen	60
10.3.2	Verankerde wand op palen	60
10.3.3	Betonnen keerwand	60
10.3.4	Gewapende grond	61
10.3.5	Verankerde damwand	61

Bijlagen

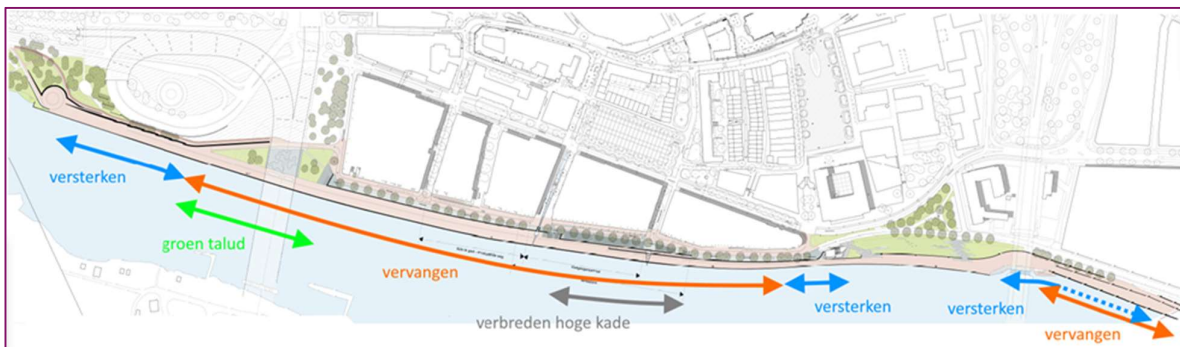
A	Gevoeligheidsanalyse onverankerde wand
B	Geotechnisch grondonderzoek
C	D-Sheet piling berekening
D	D-Foundations berekening
E	Plaxis invoerparameters en model verankerde wand op palen
F	Plaxis berekeningsresultaten verankerde wand op palen
G	Plaxis berekeningsresultaten verankerde damwand
H	Plaxis berekeningsresultaten bestaande keerwanden
I	Controle invloed van uitbreiding hoge kade in keerwand op de keerconstructie van de lage kade

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De Rijnkade in Arnhem is onderdeel van de primaire waterkering van dijkkring 47-1 en is in de derde toetsronde afgekeurd op het faalmechanisme Macrostabiliteit Buitenwaarts [8]. De kade is daarom aangemeld bij het Hoogwaterbeschermingsprogramma en staat op de nominatie om verbeterd te worden.

In de voorgaande verkenningsfase is het VKA vastgesteld. Hierin ligt vast waar voorzien is dat de kering enkel versterkt wordt en waar deze geheel vervangen wordt door een nieuwe waterkering. Dit is vertrekpunt voor de ontwerputwerking (zie onderstaand figuur).



Figuur 1-1 VKA met overzicht type dijkversterking (groen talud, versterken of vervangen).

In dit rapport zijn in het kader van planuitwerkingsfase de mogelijke technische oplossingen voor vervanging en versterking van de kades uitgewerkt en gedimensioneerd. Doelstelling is om de technische aspecten (verkenning afmetingen, uitvoering, risico's) van de verschillende typen constructies en varianten uit te werken. Op basis hiervan kan afweging van de verschillende varianten plaatsvinden. Een beschrijving van het projectgebied, de opbouw van de kade, de veiligheidsopgave en het voorkeursalternatief is opgenomen in het Technisch Uitgangspuntenrapport (TUN) [1].

1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de constructietypen beknopt beschreven. In hoofdstuk 3 zijn relevante normen, richtlijnen en projectdocumenten aangegeven. Hoofdstuk 4 betreft het constructietype 'verankerde wand op palen', hoofdstuk 5 betreft een verankerde damwand en hoofdstuk 6 het constructietype 'L-wand gefundeerd op staal'. In dit hoofdstuk zijn eveneens indicatief oplossingsrichtingen met gewapende grond gegeven. De conclusies en aanbevelingen zijn beschreven in hoofdstuk 7.

2 Normen, richtlijnen en projectdocumenten

2.1 Algemeen

De relevante normen, richtlijnen en projectdocumenten zijn aangegeven in de Technische Uittgangspuntennotitie (Royal HaskoningDHV, kenmerk BG8703WATRP2009251459) [1]. Enkele relevante documenten uit de TUN waar in dit rapport specifiek naar wordt verwezen zijn aangegeven in onderstaande paragrafen.

2.2 Normen

Het ontwerp van de primaire waterkering dient te voldoen aan de Waterwet. In het kader van de Waterwet worden onderstaande documenten gehanteerd.

- [2] Handreiking Ontwerpen met overstromingskansen OI2014, versie 4, februari 2017
- [3] NEN-EN 9997-1+C2:2017 nl; Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels

2.3 Richtlijnen

- [4] CUR 166. Damwandconstructies, 6^e herziene druk, juli 2012
- [5] POVM Rekentechnieken – EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE); maart 2020
- [6] POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL); maart 2020
- [7] WBI-2017 Schematiseringshandleiding macrostabiliteit; Definitief, 28 november 2019

2.4 Projectdocumenten

- [8] ARCADIS, Derde toetsing dijkkring 47 harde kaden centrum Arnhem, C03011.200025, juli 2010
- [9] Consortium DOT, Veiligheid Nederland in Kaart 2 - Overstromingsrisico dijkkringgebied 47, Arnhemse en Velpsebroek, HB 2571470, oktober 2014
- [10] Tauw, Rijnkade Arnhem nadere veiligheidsanalyse, R001-1241737NPL-wga-V04-NL, 8 maart 2017
- [11] Royal HaskoningDHV, Verkenning versterking Rijnkade Arnhem; Geotechnische uitwerking van de bouwstenen, T&PBF5976R001F1.0, 20 februari 2018
- [12] Royal HaskoningDHV, Alternatieven notitie Rijnkade Arnhem, WATRC_BF5976_R0001_20181004_F1.0, 4 oktober 2018
- [13] Royal HaskoningDHV, Afwegingskader Rijnkade Arnhem, BG8703WATRP2009141736
- [14] Royal HaskoningDHV, Situatie- en doorsnede tekeningen Rijnkade Arnhem.

3 Verankerde wand op palen

3.1 Uitgangspunten

3.1.1 Algemeen

Om de technische haalbaarheid te onderzoeken zijn berekeningen uitgevoerd met een combinatie van maatgevende invoervariabelen over het tracé (geometrie, grondopbouw) op basis van de beschikbare gegevens. Deze variabelen komen in werkelijkheid wellicht niet allemaal tegelijk op één locatie voor. De berekeningen zijn daarmee dekkend voor alle profielen en laten nog ruimte voor optimalisatie.

Bij de uitwerking is een stapsgewijze aanpak gehanteerd zoals hierna aangegeven. In het vervolg van dit hoofdstuk zijn de stappen nader toegelicht/uitgewerkt.

- Vaststellen representatief dwarsprofiel van de geometrie;
- Vaststellen representatieve grondopbouw en grondparameters voor de berekening;
- Belastingen, faalmechanismen en toetscriteria;
- 1^e inschatting dimensies constructie en paal- /ankertype op basis van ervaring en projectrandvoorwaarden;
- Analytische geotechnische berekeningen conform Bouwbesluit (Eurocode);
 - D-Sheet Piling
 - D-Foundations
- Plaxis EEM berekeningen conform Waterwet;
- Constructieve berekeningen / analyses;
- Conclusies uit de berekeningsresultaten;
 - Afmetingen / dimensies van constructieonderdelen
 - Interactie met omgeving

3.1.2 Representatieve doorsnede

Om de technische haalbaarheid van het ontwerpconcept te verkennen is een maatgevend profiel samengesteld. In dit profiel zijn gecombineerd:

- Relatief smalle lage kade ten Oosten van Rijnkade huisnummer 66. Dit is gecombineerd met een niveau van de lage kade van NAP +10,5 m;
- Voor de beoordeling van de constructie van de lage kade is uitgegaan van de kering in het deel van de Boterdijk-Rodenburgstraat dat recentelijk is vervangen. Daarbij wordt beoordeeld op de doorsnede nabij de Rodenburgstraat waar de hoge kade rivierwaarts wordt verplaatst. In die snede is het belastingeffect van de nieuwe hoge kade op de lage kade maximaal en dus representatief.

Aangezien de grondkering van de lage kade ook een gunstig effect kan hebben op de totale stabiliteit van de hoge kade is tevens gekeken naar een profiel met een brede sectie van de lage kade. De lage kade is hierbij met een breedte van circa 20 m geschematiseerd.

3.1.3 Grondopbouw en -parameters

Ten aanzien van de grondopbouw is uitgegaan van de maatgevende grondopbouw conform [1]. Uitgegaan is van sondering CPT00084015, aangegeven in bijlage B.

Ten aanzien van de grondparameters is onderscheid gemaakt tussen parameters benodigd voor de berekeningen volgens het Bouwbesluit (karakteristieke parameters met geschatte sterkte overeenkomstig [3] en parameters benodigd voor de berekeningen volgens de Waterwet (CSSM overeenkomstig [2])).

De geschematiseerde grondopbouw en de -parameters conform Bouwbesluit zijn aangegeven in Tabel 3-1 en Tabel 3-2. De parameters zijn gebaseerd op [1], schematisaties opgesteld door ARCADIS voor de veiligheidsanalyse [8] en Eurocode 7 [3]. De grondparameters zijn gaande het ontwerpproces op basis van een nadere beoordeling van de sonderingen hier en daar wat naar beneden bijgesteld ten opzichte van [1]. De gehanteerde bodemopbouw schematiseert een ondergrensbenadering op basis van de beschikbare gegevens.

Tabel 3-1. Gehanteerde bodemopbouw en laag karakteristieke sterkteparameters conform Eurocode

Laag	Grondsoort	Bovenkant laag	γ droog	γ nat	c'	ϕ'	δ
[-]	[-]	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[°]
1	Zand los, klei – en puin houdend (aanvulmateriaal)	+14,0	18	20	0	27,0	18,0
2	Klei, zwak zandig, slap	+7,0	16	16	0	22,5	7,5
3	Zand, los gepakt	+4,5	17	19	0	30,0	20,0
4	Zand, matig gepakt	+1,5	18	20	0	32,5	21,7

Tabel 3-2. Gehanteerde bodemopbouw, laag karakteristieke horizontale beddingsconstanten voor een wandconstructie conform Eurocode (k_1 , k_2 en k_3) en conusweerstand t.b.v. vaststellen bedding paal conform Menard

Grondsoort	Bovenkant laag	k_1	k_2	k_3	q_c t.b.v. Menard stijfheid	Menard parameters α en β	
[-]	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]	[-]
Zand, klei – en puin houdend (aanvulmateriaal)	+14,0	12000	6000	3000	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	+9,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1	0,33	0,7
Klei, zwak zandig, matig	+7,0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	0,6	0,67	0,7
Zand, los gepakt	+4,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	5	0,33	2
Zand, matig gepakt	+1,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	15	0,33	0,7

Waarin:

γ droog	= droog volume gewicht
γ nat	= nat volume gewicht
c'	= effectieve cohesie
ϕ'	= effectieve hoek van inwendige wrijving

δ	= wandwrijving
k_1, k_2, k_3	= horizontale beddingsconstante conform [4]
q_c	= conusweerstand t.b.v. vaststelling beddingsconstante conform Menard
α en β	= grondsoort afhankelijke Menard input parameters.

In de plaxisberekeningen zijn conform de Waterwet Critical State Soil Mechanics parameters (CCSM) gehanteerd. Enkele kenmerkende parameters, vastgesteld op basis van [7] zijn aangegeven in Tabel 3-3. Een gedetailleerder overzicht is gegeven in §3.3.1.

Tabel 3-3. Gehanteerde bodemopbouw en laag karakteristieke CCSM sterkteparameters (conform [7])

Laag	Grondsoort	Bovenkant laag	γ droog	γ nat	Soil model	c'_{ref}	ϕ'_{ref}	ψ'_{ref}	OCR / POP
[-]	[-]	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[- / kN/m ²]
1	Zand los, klei- en puinhoudend (aanvulmateriaal)	+14,0	18	20	HS	0,2	29,9	0	15 kN/m ²
2	Klei, zwak zandig, slap; drained*	+7,0	16	16	HS	0,2	29,9	0	1,5
3	Zand, los gepakt	+4,5	17	19	HS	0,2	29,9	0	1,0
4	Zand, matig gepakt	+1,5	18	20	HS	0,2	32,4	0	1,0

*Grondparameters mede gebaseerd op geologische informatie uit het GeoTOP model. De verwachting is dat de klei een geulafzetting in de formatie van Echteld is. In de WBI-SOS grondlaageenheden komt dit het beste overeen met grondsoort H-Rk-k (hogere komafzettingen). De in de tabel genoemde sterkteparameters behoren bij grondsoort H_Rk_k. Voor de ongedraineerde situatie is deze kleilaag gemodelleerd met het NGI-ADP Shansep grondmodel. Hierin is een alpha-factor van 0,22 gehanteerd en $m=0,8$ (conform ref.[7]).

De OCR / POP zoals aangegeven in Tabel 3-3 is als volgt ingeschat:

- Laag 1 – Een OCR van 1,3 wordt verwacht aanwezig te zijn door kruip. In het midden dan de laag zou dat overeenkomen met een POP van ongeveer 19 kN/m². In het model is enigszins conservatief 15 kN/m² gehanteerd. Er is voor de invoer van een POP gekozen omdat de stijfheid in het model bij een OCR van 1,3 dicht onder het oppervlak anders erg laag zou zijn.
- Laag 2 – De effectieve verticale spanning in het midden van de laag bedraagt ongeveer 86 kN/m². Met een ongedraineerde sterkte ratio van 0,22 leidt dit tot een ongedraineerde sterkte van 19 kN/m². De conusweerstand in de laag is minimaal 500 kPa. Uitgaande van een conservatieve N_{kt} van 20 leidt dit tot een ongedraineerde sterkte van 25 kN/m². Rekening houdend met $m=0,8$ leidt dit tot een OCR van 1,5.
- Laag 3 en 4 – Hier is geen OCR / POP ingevoerd, dit is conservatief.

3.1.4 Belastingen, faalmechanismen en toetscriteria

Ten aanzien van de belastingen is onderstaand een overzicht gegeven van gehanteerde belastingcombinaties:

- Bovenbelasting + gemiddelde grondwaterstand; NAP +8,5 m
- Bovenbelasting + hoge waterstand; NAP +14,0 binnendijs en WBN NAP +14,20 buitendijs

3. Bovenbelasting + val na hoog water; NAP +14,0 binnendijks en NAP +12,8 m buitendijks (buitenwaterstand NAP +13 m minus verlaging door retourstroming schip ad. 0,2 m, dit is conservatief geacht aangezien er in deze situatie geen scheepvaart wordt verwacht)
4. Bovenbelasting + val na hoog water; NAP +11,5 binnendijks en NAP +10,5 buitendijks
5. Bovenbelasting + lage waterstand; NAP +6,0 m
6. Bovenbelasting + gemiddelde grondwaterstand NAP +8,5 m + erosiekrater tot onderzijde riool, bodembreedte 1,5 m met talud naar hoge en lage kade. Deze belasting is indicatief verkend als zijnde een calamiteit waarbij belastingfactoren en partiele factoren op 1,0 zijn gesteld. In een vervolgfase dient deze situatie nog nader te worden beschouwd. De geschematiseerde doorsnede is kenmerkend, maar niet maatgevend. In een relatief klein deel van het projectgebied is het riool dichter langs de nieuwe hoge kade gesitueerd.

Een uniforme ontgraving van de lage kade met enkele decimeters is niet nader beschouwd aangezien sprake is van een reeds laag geschematiseerd niveau van de lage kade en aanwezigheid van uitsluitend verharding van beperkte diepte. De invloed van eventuele ontgraving ten behoeve van kabels en leidingen in de eindsituatie dient specifiek per situatie te worden beschouwd. Indien dit kritisch blijkt kan als maatregel eventueel worden overwogen om met korte gelijktijdige ontgravingslengten te werken.

De relevante faalmechanismen betreffen:

- Draagkracht fundering en verankering conform Bouwbesluit
- Stabiliteit conform Bouwbesluit
- Constructieve sterkte constructie-elementen conform Bouwbesluit
- Macrostabieliteit buitenwaarts conform Waterwet
- Overloop en Overslag conform Waterwet
- Beschadiging bekleding en erosie conform Waterwet
- Heave en piping conform Waterwet

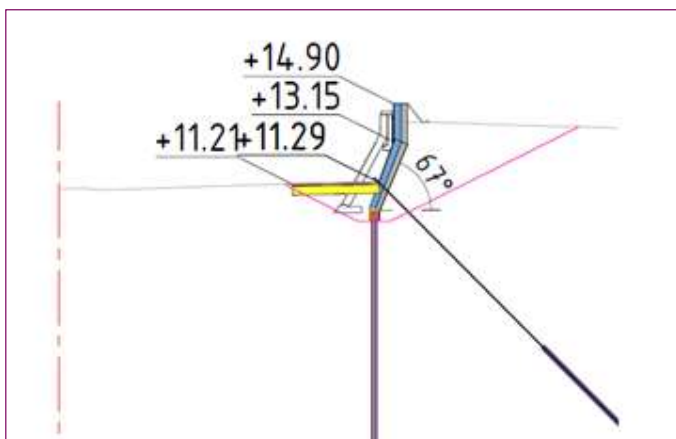
Uitgangspunt is dat de constructie in het kader van het Bouwbesluit dient te voldoen aan de betrouwbaarheid conform Eurocode RC2. Om dit aan te tonen zijn berekeningen voorzien op basis van Eurocode.

In het kader van de waterkerende functie en de interactie met de lage kade zijn ook EEM-analyses uitgevoerd conform de specifiek beschreven aanpak voor langsconstructies in [6] op basis van de Waterwet.

De toetsingen aan de criteria zijn uitgevoerd in de paragrafen 3.2 en 3.3.

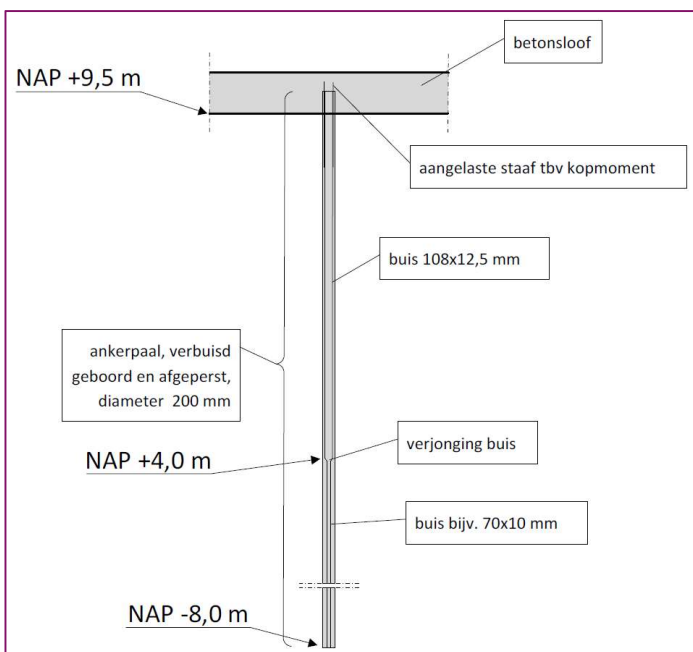
3.1.5 Inschatting geometrie constructie

Voor de verkennende berekeningen is uitgegaan van een betonwand met een constructieve dikte van 0,3 m en een bekledingsdikte van 0,2 m. De inbedding van de wand incl. sloof in de ondergrond is geschematiseerd tot een niveau van NAP +9,5 m (dit is circa 1 m onder het laagste maaiveldniveau van de lage kade). De wand helt richting het centrum van Arnhem, ten aanzien van de grootte van de helling is uitgegaan van 5,4 (verticaal) : 1,0 (horizontaal). Onderstaande figuur geeft de geometrie weer.



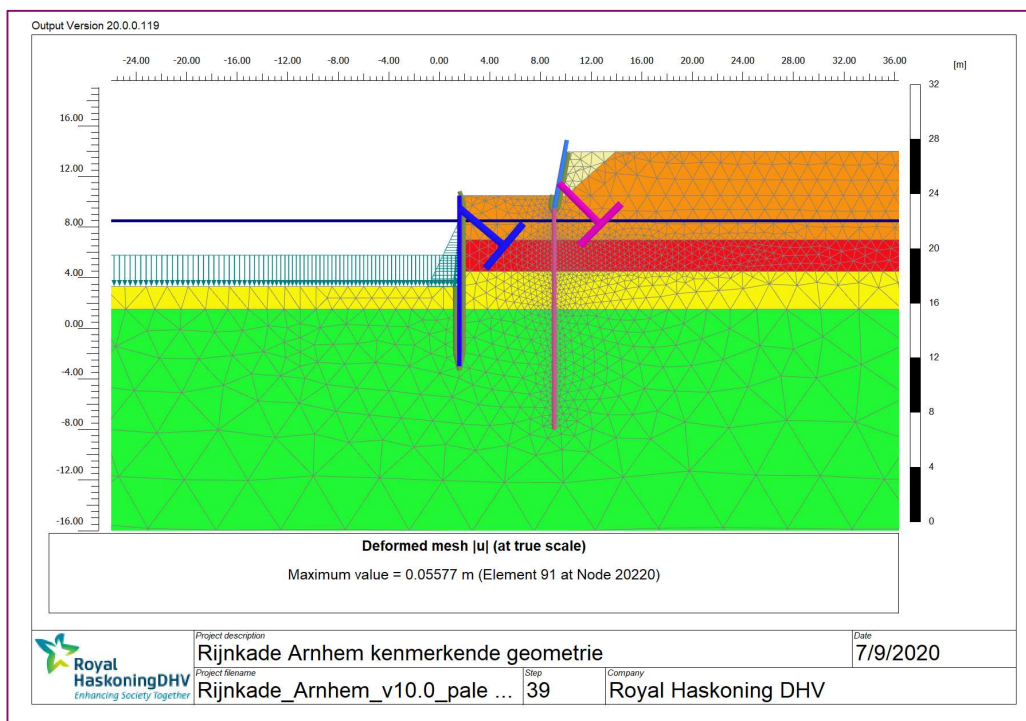
Figuur 3-1 Geometrie oplossing ankerwand op palen

Er is uitgegaan van verticale ankerpalen met een hart-op-hart afstand van 2,8 m, overeenkomstig de hart-op-hart afstand van een groot deel van de verankering van de vernieuwde lage kade. Qua paalttype is mede in verband met het risico op onbekende obstakels in de ondergrond in eerste instantie uitgegaan van een ankerpaal die wordt aangebracht met een verbuisd geboord systeem (met dubbele buis inwendig gespoelboorde ankerpaal) en wordt afgeperst, bijvoorbeeld GEWI-palen. Voor de paalafmeting is uitgegaan van een schachtdiameter van 200 mm. In de paal wordt een stalen buisprofiel opgenomen in verband met het opnemen van een moment in de paal. Op enige diepte kan dit buisprofiel 'verjongen' aangezien hier nihil moment optreedt en de paal zijdelings wordt ondersteund door zand waardoor knik minder kritisch is. Op de doorsnede van de buis wordt aan de buitenzijde corrosie in rekening gebracht. Een schets van het voorziene paalsysteem is gegeven in Figuur 3-2.



Figuur 3-2 Schets ankerpaalsysteem (indicatief)

Een kenmerkende geometrie van de constructie ter plaatse van de smalle lage kade is onderstaand aangegeven.



3.1.6 Uitvoering

Bij de uitvoering van de optie verankerde wand op palen dient te worden ontgraven tot onderzijde van de funderingssloof. Dit betekent dat een aantal monumentale bomen niet behouden kunnen blijven. Daarnaast dient het raakvlak met bestaande constructies, met name de bestaande verankering van de lage kade, goed beheerst te worden. De posities van de bestaande ankers dienen zo goed mogelijk vastgesteld te worden.

3.2 Eurocode analyse

3.2.1 Algemeen

In eerste instantie zijn ten aanzien van de belastingen en constructieve krachten in de wand verkennende Eurocode analyses uitgevoerd. Deze berekeningen zijn uitgevoerd met analytische software op basis waarvan gevoel is gekregen voor de interactie van de constructie met de grond en de orde grootte van krachten die in de constructieonderdelen kunnen optreden. Op basis hiervan is het aangrijpniveau van de ankers nader vastgesteld en is de indicatief benodigde draagkracht van de palen nader ingeschat.

De geotechnische berekeningen zijn uitgevoerd met de programma's D-Sheet Piling (versie 18.2.1.20477) en D-Foundations (versie 17.1.1.2), hierbij is de Eurocode RC2 veiligheidsfilosofie gehanteerd.

Gezien de ontwerplevensduur van 100 jaar zijn de partiele factoren verhoogd conform [4]. De gehanteerde formule is weergegeven in Figuur 3-4.

$$\gamma_{m,corr} = e^{\alpha_R \cdot (\beta_N - \beta_{Ref}) \cdot \sqrt{\ln(1+V_R^2)}}$$

met:

- $\gamma_{m,corr}$ is een correctiefactor op de materiaalfactor
- α_R is de invloedsfactor voor de onzekerheid van de sterkte = 0,8
- β_N is de betrouwbaarheidsindex voor de referentieperiode voor de gehele constructie
- β_{Ref} is de oorspronkelijke waarde van de betrouwbaarheidsindex voor de damwandconstructie, dat wil zeggen $\beta_{Ref} = 3,3$ voor klasse RC1 tot $\beta_{Ref} = 4,3$ voor klasse RC3
- V_R is de variatiecoëfficiënt van de sterkte, voor staal $V_R = 0,1$ en voor beton en hout $V_R = 0,2$

Figuur 3-4 Formule correctiefactor partiele factoren

Toepassing van de formule leidt tot een $\gamma_{m,corr}$ van 1,02 voor staal en 1,03 voor beton voor een ontwerplevensduur van 100 jaar. Voor grond is eveneens 1,03 toegepast. Alle partiele factoren zijn derhalve vermenigvuldigd met deze factor.

Met behulp van de berekeningen zijn op basis van de Eurocode globale krachten, momenten en verplaatsingen bepaald (D-Sheet Piling) en de globaal benodigde diepte van de palen (D-Foundations). Aandachtspunt hierbij is dat ten aanzien van D-Sheet Piling wordt opgemerkt dat in dit programma geen hellende wand kan worden geschematiseerd en geen interactie met de lage kade. De D-Sheet Piling berekeningen hebben een verkennend karakter, voor een meer gedetailleerde analyse zijn eindige elementenberekeningen benodigd. Deze eindige elementenberekeningen zijn uitgevoerd in het kader van de Waterwet zoals beschreven in §3.3. Achtergrond hierbij is dat vanuit de Waterwet sprake is van diverse additionele factoren die in rekening worden gebracht ten opzichte van de Eurocode. Deze factoren betreffen bijvoorbeeld de modelfactor, de schematiseringsfactor en de schadefactor. Deze factoren worden toegepast in combinatie met Critical State grondparameters. De ontwerpberekening volgens de Waterwet is hiermee als maatgevend vastgesteld. Eindige Elementen berekeningen op basis van de Eurocode zijn daarom niet uitgevoerd in deze fase van het project.

De verkennende Eurocode analyses zijn gerapporteerd in Bijlage C (D-Sheet Piling) en Bijlage D (D-Foundations).

3.2.2 Maatregel ten aanzien van invloed zetting

Het concept 'verankerde wand op palen' is als optie voorzien op de locaties waar onvoldoende ruimte is voor een keerwand. De 'verankerde wand op palen' kan in principe alleen worden toegepast vlak voor de bestaande hoge kade geplaatst (zie ook §3.1.6).

De aanvulling tussen de bestaande wand en de nieuwe wand veroorzaakt een belastingverhoging op de ondergrond waardoor zetting kan optreden.

Als lokale maximale aanvulling achter de 'verankerde wand op palen' wordt een volume van circa 3 m x 3,5 m per strekkende meter kering verwacht (nabij de overgang naar 'keerwand'/'gewapende grond' principe). Dit resulteert in een spanningsverhoging op het niveau van de lage kade (minimaal circa NAP +10,5 m) van circa 3,5 m x 18 kN/m³ = 63 kN/m² over een breedte van circa 3 m.

Uitgaande van de grondopbouw gegevens in Bijlage B is sondering CPT84014 nader beschouwd. Deze sondering is gesitueerd in de omgeving van een locatie waar bovengenoemde aanvulling mogelijk van toepassing is en is maatgevend ingeschat op basis van de beschikbare gegevens. In deze sondering zijn zandige kleilenz en c.q. kleiige zandlenzen aangetroffen met een conusweerstand van circa 1 MPa over een totale hoogte van maximaal circa 3 m. De lagen liggen globaal tussen NAP +8,5 m en NAP +5,5 m.

Op basis van de conusweerstand (q_c) in deze lagen wordt hier een stijfheidsmodulus E_{oed} verwacht van orde grootte $2 \times q_c$ (Sanglerat 1972) = 2000 kN/m².

De betreffende laag ligt gemiddeld 3,5 m onder maaiveldniveau, uitgaande van een spreiding van 2:1 (verticaal:horizontaal) bedraagt de spanningsverhoging in het midden van de laag dan ongeveer 63 kN/m² x 3 m (breedte belasting op lage kade) / 6,5 m (breedte gebied met spanningsverhoging in laag) = 29 kN/m².

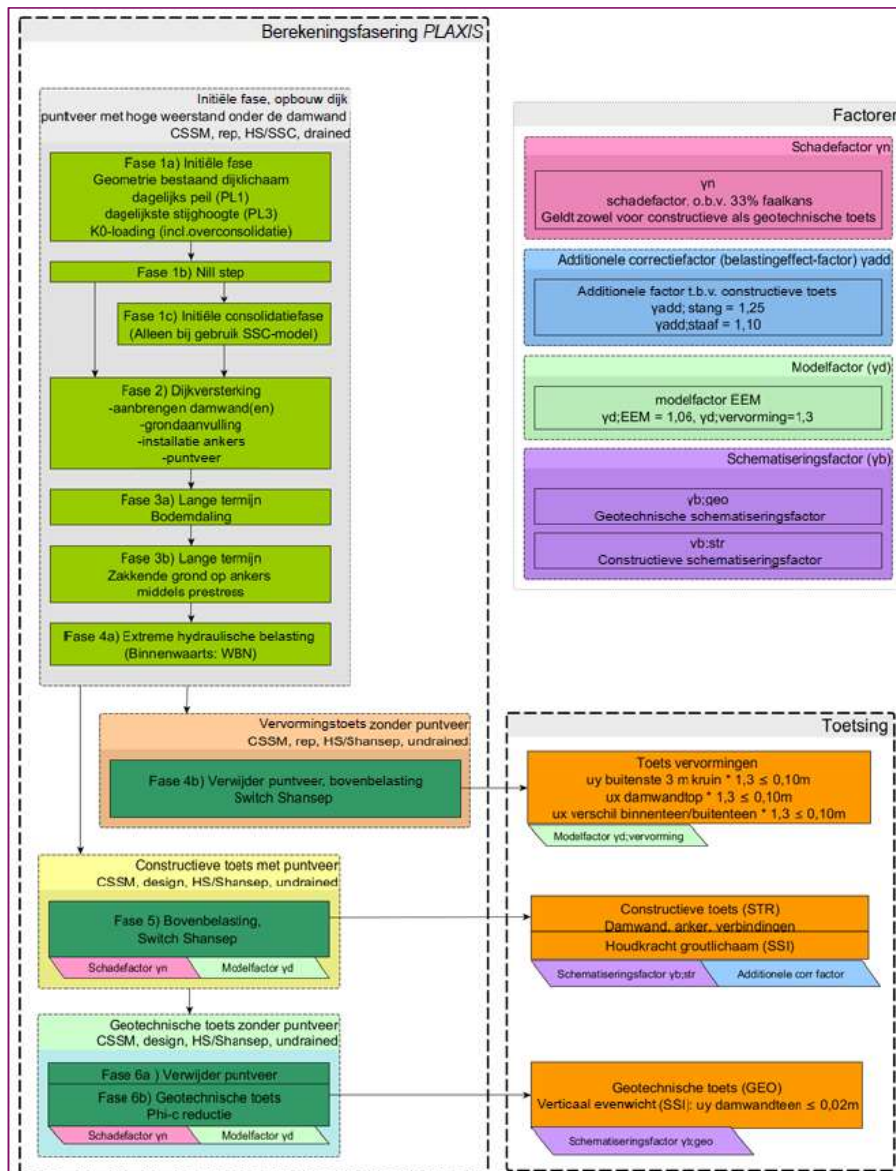
Deze belastingverhoging leidt dan tot een vervorming van 29 kN/m² x 3 m laagdikte / 2000 kN/m² = 43 mm. Gezien het overwegend zandige karakter van de ondergrond en de samendrukbare kleilenz en wordt verwacht dat deze zetting relatief snel optreedt (in een periode van orde dagen tot enkele weken). Indien dit in een bepaald gebied kritisch wordt geacht kan hier een tijdelijke voorbelasting direct voor de hoge kade worden toegepast, bijvoorbeeld in de vorm van tijdelijke plaatsing van big-bags gevuld met zand.

De invloed van zetting op het ontwerp wordt daarmee als relatief klein en beheersbaar beschouwd. Het anker dient uitgevoerd te worden nadat de zetting is opgetreden. Het in rekening brengen van zakkende grond op ankerstangen of autonome achtergrondzetting is dan niet meer van toepassing.

3.3 Waterwet analyse

3.3.1 Input

De configuratie van de constructie zoals hiervoor aangegeven is in Plaxis (versie 20.0.0.119) geschematiseerd waarmee berekeningen volgens de Waterwet zijn verricht. In Plaxis zijn de berekeningen uitgevoerd op basis van PPE [5] en PPL [6]. De berekeningen zijn opgezet conform het rekenschema zoals aangegeven in Figuur 3-5. Er is gebruik gemaakt van het Hardening Soil model. De ongedraineerde sterkte van de klei is gemodelleerd met het NGI-ADP Shansep grondmodel. De lokale aanvulling achter de nieuwe wand is gemodelleerd als Mohr Coulomb materiaal met dezelfde sterkte als het aangrenzende Hardening Soil materiaal om irreële inklinking van deze aanvulling in het model te vermijden.



Figuur 3-5 Rekenschema conform PPE

De constructie is in principe beschouwd conform een niet-overlappende boorpalenwand zoals beschreven in hoofdstuk 12 van PPL [6].

Enkele kenmerkende Plaxis grondparameters zijn gegeven in §3.1.3. Een meer gedetailleerd overzicht van de Plaxis invoerparameters en het model is gegeven in bijlage E. Onderstaand is een korte toelichting gegeven.

De stijfheidsparameters E_{oed} zijn gecorreleerd aan conservatief ingeschatte conusweerstand en correlaties volgens Lunne (1983) en Sanglerat (1972). Vervolgens zijn voor het Hardening Soil model referentiestijftheden afgeleid bij een referentiespanning p_{ref} van 100 kN/m².

De stijfheid in het NGI-ADP Shanssep model is vastgelegd met de ratio G_{ur}/S^A_u waarvoor op basis van HS modelstijfheden en ongedraineerde sterkte een waarde van 100 is vastgesteld. Dit ligt in vergelijkbare orde als bijvoorbeeld de waarden in tabel 4.6 van PPE [5]. De overige modelparameters zijn vastgesteld in lijn met PPE [5].

De Plaxis berekeningsstappen zijn als volgt ingevoerd:

- 1a- Horizontaal maaiveld op +10,5 m
- 1b- Ontstaan riviergeul met talud 1:3
- 1c- Ophoging hoge kade tot +14 met talud 1:3
- 1d- Aanleg lage kade
- 1e- Aanleg huidige hoge kade type 1, dummy laag met extra cohesie, gem ws NAP +8,5 m
- 1f- Als vorige stap met lage ws NAP +6,0 m
- 1g- Als vorige, terug naar gem ws NAP +8,5 m
- 2a- Plaatsen palen (stijf fixed-end anchor op niveau onderzijde wand), wand (plate) en ankers (fixed-end anchor met eigenschappen GEWI 40T)
- 2b- Aanvullen tot 2/3^e van de kerende hoogte
- 2c- Aanvullen tot maaiveldniveau hoge kade
- 2d- Afspannen ankers naar 100 kN/m'
- 3- 0-stap (inklinking / kruip wordt verwaarloosbaar verondersteld)
- 4a*- Aanbrengen belasting (verkeersbelasting, hydraulische belasting en evt. ontgraving lage kade)
- 4b*- Klei ongedraineerd, puntveer ankerpalen verwijderd indien van toepassing
- 5*- Puntveer ankerpalen geactiveerd indien van toepassing. Grondstijfheid verlaagd met een factor 1,5 (er is geen sprake van inklemming waardoor verhoging van de stijfheid van een specifieke laag met een factor 1,5 niet is toegepast), schadefactor en modelfactor in rekening gebracht.
- 6a*- Puntveer ankerpalen verwijderd indien van toepassing (toegepast bij modellering met 'embedded beam row', zie ook hieronder).
- 6b*- Phi-c reductie, safety analysis

*De stappen 4a t/m 6b zijn uitgevoerd voor alle belastingssituaties zoals aangegeven in §3.1.4. De hydraulische belastingen zijn hierbij aan weersijden van de hoge kade opgelegd waarna het verloop van de waterdruk is berekend met een 'steady state' ground water flow calculation. Figuren met waterdrukken zijn gegeven in bijlage E.

Het 'fixed-end anchor' onder de wand is onder een hele kleine helling (circa 0,2 graden) met de verticaal geplaatst om ook een beperkte (conservatieve) horizontale stijfheid van de palen te simuleren. Naast modellering van de verticale ankerpalen door middel van 'fixed-end anchors' zijn deze ook gemodelleerd als 'embedded beam row'. Bij de embedded beam row is, waar van toepassing volgens het schema in Figuur 3-5, de puntweerstand van de palen verwaarloosd. De invoereigenschappen zijn vastgesteld zoals aangegeven in bijlage E.

Door middel van de verwaarlozing van de verticale palen in het Plaxis model en het modelleren van 'fixed-end-anchors' is onderzocht of een horizontale bijdrage van de palen nodig is t.a.v. macrostabiliteit. Modellering van de embedded beam row biedt de mogelijkheid om de resultaten te vergelijken met resultaten uit D-Sheetpiling. Voor de 'embedded beam row' is de verticale en horizontale wrijving conservatief ingeschat waarbij voor klei geen wrijving is gehanteerd.

Het diagonale anker is gemodelleerd als een GEWI ankerstaaf 50T met een hart-op-hart afstand van 2,8 m.

De betonwand is gemodelleerd als een plate met een stijfheid van het beton $E_{\text{beton}} = 30.000 \text{ N/mm}^2$

en een gemiddelde wanddikte van 0,3 m. Voor het gewicht is uitgegaan van 0,5 m dikte (volumieke massa 25 kN/m³).

De schadefactor is vastgesteld op basis van 1/3^e van de standaard faalkansruimte van 0,04. Dit leidt tot $\beta=4,23$ (zie ook TUN [1]) en tot een schadefactor van 1,04.

De modelfactor bedraagt 1,06 conform PPL [6].

De schematiseringsfactor is aangehouden op 1,2 aangezien een conservatieve grondschematisatie is gehanteerd. Uitgaande van 95% kans dat de grondopbouw gunstiger is en 5% kans dat de grondopbouw 30% slechter is, is een schematiseringsfactor van 1,2 overeenkomstig OI2014v4.

De gehanteerde belastingeffect-factoren zijn gegeven in Figuur 3-6.

Tabel A.3 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de (on)verankerde wand bestaande uit niet-overlappende boorpalen

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor 1), 2), 3)	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen -moment ($\gamma_{add, M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add, N}$)	1,20 0,9 of 1,20 ³⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1 (factor is verhoogd)	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2), tabel 2.1N
Ankerstaaf of stempel en ankeronderdelen ($\gamma_{F, A, st}$)	1,4	Verhoogd t.o.v. § 9.7.1 in NEN- EN1997-1+c2; 2017	1,0 bij vloei 1,4 t.o.v. karakteris- tieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte conform NEN- EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F, A, gr}$)	1,1	Verhoogd t.o.v. § 8.5.2 NEN- EN1997-1+c2; 2017	$\gamma_{a, ULS}=1,35$	NEN-EN1997- 1+c2; 2017 (§ 8.5.2)
Sterkte betonnen gording ($\gamma_{F, A}$)	1,2	Verhoogd t.o.v. § 3.3.9 uit CUR166 deel 1	-	NEN-EN 1992-1 (Eurocode 2)
Snijden van grond ($\gamma_{add, snij}$)	1,25	-	-	-

1) De in deze tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn vastgesteld bij het toepassen van los van elkaar staande boorpalen waar de wapening in de hulp casing is aangebracht en waar het beton is gestort voordat bij het realiseren van de palen de hulp casing wordt verwijderd. Bij het toepassen van andere paalsystemen dienen de aan te houden belastingeffect-factoren opnieuw te worden ingevuld, in verband met extra onzekerheden bij de uitvoering daarvan.

2) De belastingeffect-factoren zijn hier mede vastgesteld op basis van verschillen tussen 2D- en 3D-berekeningen voor een wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen bij dijkversterking KIS. De extra belastingeffect-factoren die hieruit zijn vastgesteld, zijn vermenigvuldigd met de belastingeffect-factoren voor de betonnen wand conform CUR166.

3) Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingcombinaties te worden gecontroleerd.

Figuur 3-6 Toegepaste belastingeffect-factoren conform (on)verankerde wand van boorpalen [6]

3.3.2 Berekeningsresultaten en conclusies

Relevante berekeningsresultaten zijn gegeven in bijlage F.

Onderstaande ontwerpcontroles zijn conform PPL [6] van toepassing:

- Geotechnische stabiliteit (GEO1)
- Snijden (GEO2)
- Verticaal evenwicht (SSI1)
- Constructieve sterkte wand en verticale palen (STR1)

- Constructieve sterkte ankerstang en gording (STR2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker
- Uittrekkraft anker (SSI2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker
- Vervormingen door hoogwaterbelasting

Daarnaast is de invloed op de lage kade beschouwd.

Toetsing geotechnische stabiliteit (GEO1)

De geotechnische stabiliteit wordt getoetst in stap 6b van de berekeningen. De schadefactor en de modelfactor zijn toegepast in de berekening.

Om bij het constructief versterkte grondlichaam te voldoen aan de eis ten aanzien van de macrostabiliteit dient de berekende eindwaarde van stabiliteitsfactor (ΣM_{SF} ; doorgaand bezwijken) bij rekenen met rekenwaarden voor de grondparameters ten minste gelijk te zijn aan de schematiseringsfactor (γ_b).

$$\Sigma M_{SF; \text{doorgaand; bezwijken}} \geq \gamma_b; \text{GEO}$$

De benodigde stabiliteitsfactor dient dus minimaal gelijk te zijn aan de schematiseringsfactor, welke op 1,2 is gesteld in onderhavige situatie. De berekeningsresultaten zijn onderstaand samengevat.

Tabel 3-4 Berekeningsresultaten geotechnische stabiliteitsanalyse

Belastingsituatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen	Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen	Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen	Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen	Toetsing aan stabiliteitsfactor 1,2
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	1,62*	1,71*	1,79*	1,84*	Voldoet
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	1,57	2,01*	1,57	2,13**	Voldoet
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	1,42	1,81*	1,42	2,04*	Voldoet
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	1,36	1,77*	1,36	1,97	Voldoet
Lage waterstand NAP +6,0 m	1,50*	1,57*	1,61**	1,62**	Voldoet
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	1,05	1,45	1,79***	1,79***	Toetsing aan 1,2 niet van toepassing in BGT. Stabiliteit is kritisch / onvoldoende bij smalle kade

*kritisch glijvlak betreft combinatie van hoge en lage kade

**stabiliteit lage kade maatgevend

***stabiliteit talud erosiegeul maatgevend

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat, uitgezonderd in combinatie met een erosiegeul rond de riolering, in alle gevallen wordt voldaan aan de geotechnische stabiliteit, waarbij een val van het buitenwater maatgevend is. Voor enkele kenmerkende berekeningsresultaten zijn figuren opgenomen in bijlage F.

Ten aanzien van de situatie met een smalle kade en de geschematiseerde erosiegeul voldoet de constructie niet zondermeer. Deze belastingsituatie en de exact te stellen eis dient ter plaatse van de relevante tracédelen nader beschouwd te worden in een volgend stadium.

Toetsing snijden (GEO2)

Opgemerkt wordt dat in het kader van de GEO2 toets geen 3D-analyse is uitgevoerd zoals in PPL §12.3 is aangegeven. Wel zijn berekeningen gemaakt waarin de verticale ankerpalen en diagonale ankers beide zijn gemodelleerd als 'fixed-end-anchors' welke geen bijdrage leveren aan de buitenwaartse macrostabiliteit door horizontale gronddruk tegen de palen/ankers. Er hoeft dus in deze situatie geen nadere toetsing uitgevoerd te worden ten aanzien van het snijden van de palen door de grond.

Toetsing Verticaal evenwicht (SS1)

De berekende verticale krachten in stap 5 zijn in onderstaande Tabel 3-5 aangegeven.

Tabel 3-5 Berekeningsresultaten maximale verticale belasting paalkop

Belastingssituatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, paalbelasting [kN/paal]	Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, paalbelasting [kN/m']/[kN/paal]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, paalbelasting [kN/paal]	Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, paalbelasting [kN/m']/[kN/paal]		Maatgevende waarde [kN/paal]
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	451	156	437	439	151	423	451
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	298	109	306	299	110	308	308
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	397	143	401	395	143	401	401
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	414	146	409	409	145	406	414
Lage waterstand NAP +6,0 m	497	172	482	463	158	443	497
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	592	202	567	428	146	409	592* (BGT)

*Deze waarde is vooralsnog buiten beschouwing gelaten omdat dit de situatie met de geschematiseerde erosiegeul betreft. Deze belastingssituatie en de exact te stellen eis dient ter plaatse van de relevante tracédelen nader beschouwd te worden in een volgend stadium.

De maximale verticale paalbelasting bedraagt 497 kN/paal in de situatie met lage waterstand. Deze berekende belasting is lager dan de berekende belasting uit ankerkracht en gewicht van de wand in bijlage C (respectievelijk 369 kN + 255 kN = 624 kN). Het verticale draagvermogen is aangetoond in de berekening conform het Bouwbesluit (zie Bijlage D).

Toetsing Constructieve sterkte verticale palen (STR1)

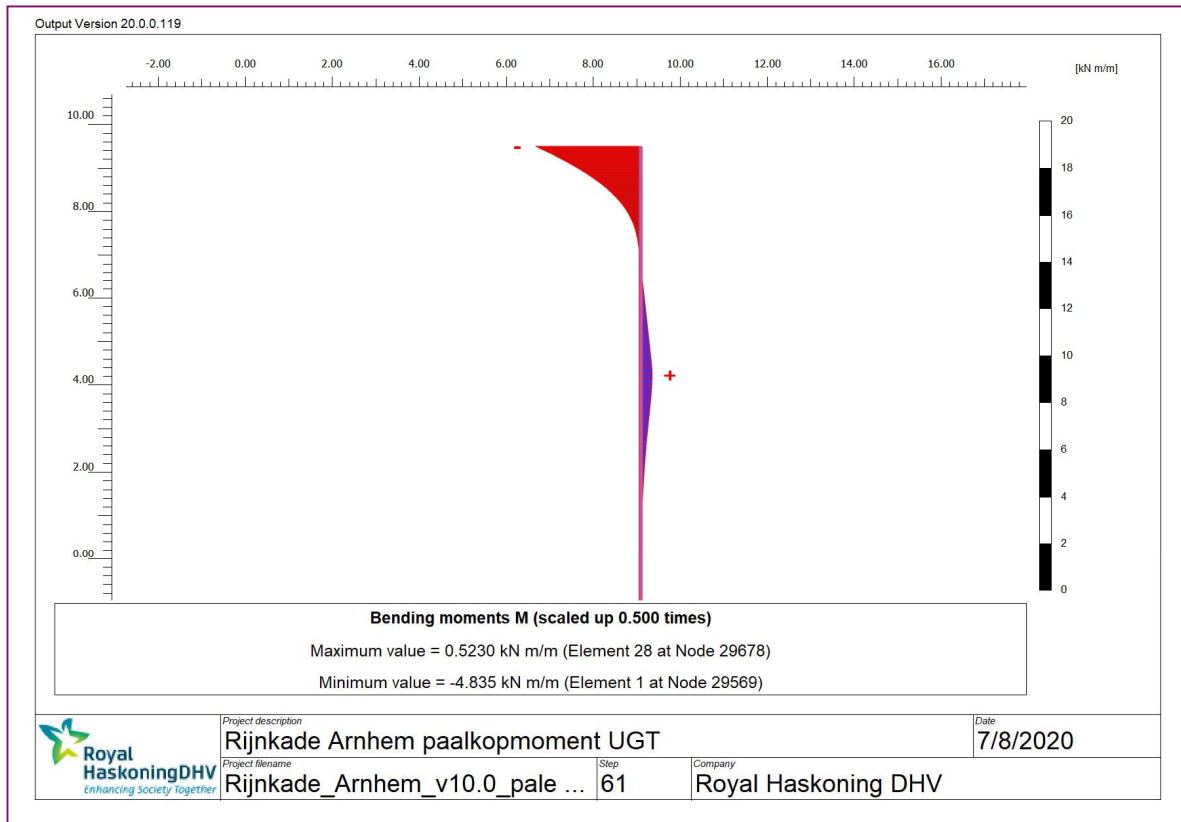
De Plaxis berekeningsresultaten uit stap 5 ten aanzien van het kopmoment in de verticale palen zijn onderstaand weergegeven in Tabel 3-6, de bijbehorende dwarskrachten zijn weergegeven in Tabel 3-8. De maxima van het moment en de dwarskracht treden beide zeer lokaal op bij de paalkop.

Tabel 3-6 Berekeningsresultaten paalkopmomenten (UGT)

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, paalkopmoment [kNm/m']	Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, paalkopmoment [kNm/m']/[kNm/pl]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, paalkopmoment [kNm/m']	Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, paalkopmoment [kNm/m']/[kNm/pl]		Maatgevende waarde [kNm'/paal]
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	n.v.t.	4,84	13,55	n.v.t.	4,75	13,30	13,55
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	n.v.t.	2,70	7,56	n.v.t.	2,63	7,36	7,56
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	n.v.t.	3,26	9,13	n.v.t.	3,15	8,82	9,13
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	n.v.t.	4,80	13,44	n.v.t.	4,57	12,80	13,44
Lage waterstand NAP +6,0 m	n.v.t.	4,13	11,56	n.v.t.	4,05	11,34	11,56
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	n.v.t.	9,70	27,16	n.v.t.	4,34	12,15	27,16 (BGT)

De belastingfactor voor het moment bedraagt 1,2 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. Het maximaal berekende moment bij de hydraulische belastingen bedraagt 13,55 kNm/paal, vermenigvuldiging met 1,2 x 1,2 leidt dit tot 19,51 kNm/paal. Het opneembare moment van een gecorrodeerde doorsnede van de buis 108 mm x 12,5 mm bedraagt 15,1 kNm/paal / materiaalfactor 1,15 = 13,3 kNm/paal. De momentcapaciteit voldoet niet.

Het moment treedt op in bovenste circa 0,5 m van de paal, dit is aangegeven in Figuur 3-7.



Figuur 3-7 Berekend maatgevend moment in de paal

Een oplossing ten aanzien van het kopmoment kan worden gerealiseerd door middel van het constructief versterken van de bovenste meter van de paal (bijvoorbeeld het aanlassen van een staaf). In een volgend stadium van het project kan dit worden uitgewerkt.

Het optredende moment in de situatie met een erosiegeul is zonder aanvullende maatregelen niet opneembaar.

De dwarskrachten behorend bij de maximale momenten zijn in onderstaande tabel aangegeven.

Tabel 3-7 Berekeningsresultaten dwarskrachten paalkop (UGT)

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, dwarskracht Paalkop [kN/m']	Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, dwarskracht Paalkop [kN/m']/[kN/paal]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, dwarskracht Paalkop [kN/m']	Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, dwarskracht Paalkop [kN/m']/[kN/paal]		Maatgevende waarde [kNm'/paal]
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	n.v.t.	4,30	12,04	n.v.t.	4,57	12,80	12,80
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	n.v.t.	3,35	9,38	n.v.t.	3,46	9,69	9,69
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	n.v.t.	3,64	10,19	n.v.t.	3,70	10,36	10,36
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	n.v.t.	4,37	12,24	n.v.t.	4,35	12,18	12,24
Lage waterstand NAP +6,0 m	n.v.t.	3,13	8,76	n.v.t.	3,70	10,36	10,36
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	n.v.t.	6,37	17,84	n.v.t.	4,43	12,41	18,70 (BGT)

Toetsing Constructieve sterkte ankerstang en gording (STR2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker

Er geldt:

$$F_{A;st,d} = \gamma_{F;A;st} \times \gamma_{b;str;A} \times F_{A,max,EEM}$$

Waarin:

$F_{A;st,d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf [kN/anker]
$\gamma_{F;A;st}$	Belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle ankerstaaf
$\gamma_{b;str;A}$	Schematiseringsfactor ankerkracht voor constructief falen [-]
$F_{A,max,EEM}$	Maatgevende ankerkracht [kN/anker]

De Plaxis berekeningsresultaten uit stap 4b en stap 5 ten aanzien van de diagonale ankers zijn onderstaand weergegeven in onderstaande tabel.

.

Tabel 3-8 Berekeningsresultaten maximale ankerkrachten stap 4b (BGT) en 5 (UGT)

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, ankerkracht [kN/anker]		Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, ankerkracht [kN/anker]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, ankerkracht [kN/anker]		Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, ankerkracht [kN/anker]		Maatgevende waarde $F_{A,max,EEM}$ [kN/anker]	
	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b*	5
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	273	308	267	292	273	294	267	278	338*	308
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	344	341	386	377	351	348	394	386	488*	386
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	487	489	516	513	488	492	522	519	647*	519
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	407	426	420	430	405	429	424	437	526*	437
Lage waterstand NAP +6,0 m	299	351	252	307	243	307	198	259	371*	351
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	499	-	449	-	283	-	272	-	499 (BGT)	-

*in een aantal belasting situaties is stap 4a maatgevend ten opzichte van stap 4b omdat de wand in stap 4b enigszins achterover gaat hellen waardoor de ankerkracht niet toeneemt c.q. iets afneemt. Dit effect is ook van toepassing in stap 5 waardoor de maatgevende representatieve waarde en de rekenwaarde nagenoeg gelijk zijn. Om deze reden is een extra factor 1,24 toegepast op de representatieve belasting conform Eurocode 7 [3].

De belastingeffect-factor voor de ankerkracht bedraagt 1,4 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. De rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf bedraagt 647 kN/anker, vermenigvuldiging met $1,4 \times 1,2$ leidt tot $F_{A;st,d} = 1087$ kN/anker.

De ankerstaaf dient, conform EC3 deel 5, getoetst te worden aan zowel de vloeispanning als de breuksterkte van de gebruikte staalkwaliteit, rekening houdende met corrosie. Er geldt:

$$\sigma_{s;A;d} \leq f_{y;A;d} \text{ en } \sigma_{s;A;d} \leq f_{u;A;d}$$

Waarin:

$f_{y;A;d}$ Rekenwaarde vloeispanning ankerstaal [kN/m²]

$$f_{y;A;d} = \frac{f_{y;A;kar}}{1,0}$$

$f_{u;A;d}$ Rekenwaarde breukspanning ankerstaal [kN/m²]

$$f_{u;A;d} = \frac{f_{u;A;kar}}{1,4}$$

$\sigma_{s;A;d}$ Rekenwaarde van de spanning in de ankerstaaf [kN/m²]

$$\sigma_{s;A;d} = \frac{\gamma_{F;A;st} \cdot \gamma_{b;str;A} \cdot F_{s;A;plx} \cdot hoh}{A_{corr}}$$

Waarin:

$\gamma_{F;A;st}$	Belastings-effectfactor [-]
$\gamma_{b;str;A}$	Schematiseringsfactor ankerkracht [-]
$F_{s;A;plx}$	Maatgevende ankerkracht [kN/m wand]
hoh	Hart op hart afstand ankers [m]
A_{corr}	Oppervlakte ankerdoorsnede na corrosie [m ² /anker]

Toetsing vloeit:

Oppervlak GEWI-staaf 50T	= 1963 mm ² (dubbele corrosiebescherming -> geen corrosie)
Staalspanning in staaf	= 1087.000 N / 1963 mm = 554 N/mm ²
$f_{y;A;d}$	= 500 N/mm ²
Unity Check	= 554 / 500 = 1,11 -> voldoet niet

Toetsing breuk:

Oppervlak GEWI-staaf 50T	= 1963 mm ²
Staalspanning in staaf	= 1087.000 N / 1963 mm = 554 N/mm ²
$f_{u;A;d}$	= $f_{u;A;kar} / 1,4 = 550 / 1,4 = 393$ N/mm ²
Unity Check	= 554 / 393 = 1,41 -> voldoet niet

De toetsingen op vloeit en breuk voldoen niet. Als oplossingsrichting wordt een hart-op-hart afstand van de ankers van 1,8 m voorgesteld. De kracht per anker neemt dan met een factor 2,8 m / 1,8 m = 1,56 af waardoor alle toetsingen voldoen.

Conform PPL paragraaf 11.7.5 dient rekening te worden gehouden met ankeruitval van één anker voor zowel de maatgevende ankerkrachten als de controle van de snedekrachten in de gording/constructie conform NEN9997-1, waarbij:

- De belasting op het uitgevallen anker dient gelijkmatig te worden herverdeeld op de 2 naastgelegen ankers. De buitenste ankers dienen dubbel te worden uitgevoerd. Ook de wand dient de belasting bij ankeruitval op te kunnen nemen en te kunnen herverdelen. De ankerkracht bij ankeruitval wordt als volgt bepaald:

$$F_{A;max;uitval} = 1,5 \times F_{A;max;EEM, stap 4}$$

$F_{A;max;uitval} = 1,5 \times 522$ kN/anker = 783 kN/anker. Dit is niet maatgevend ten opzichte van bovenstaande toetsing op de rekenwaarde van de ankerkracht.

Toetsing Uittrekkraft anker (SS12), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker

Er geldt:

$$F_{A;gr;d} = \gamma_{F;A;gr} \times \gamma_{b;str;A} \times F_{A;max;EEM}$$

Waarin:

$F_{A;gr;d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp de grondmechanische draagkracht [kN/anker]
$\gamma_{F;A;gr}$	Belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle grondmechanisch draagkracht.
$\gamma_{b;str;A}$	Schematiseringsfactor ankerkracht voor constructief falen [-]
$F_{A;max;EEM}$	Maatgevende ankerkracht [kN/anker]

De belastingeffect-factor voor de grondmechanische draagkracht bedraagt 1,1 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. De rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van het groutlichaam bedraagt 647 kN/anker, vermenigvuldiging met 1,1 x 1,2 leidt tot $F_{A;gr,d} = 854$ kN/anker bij een hart-op-hart afstand van 2,8 m. Uitgaande van een hart-op-hart afstand van 1,8 m bedraagt de ankerkracht tot $F_{A;gr,d} = 549$ kN/anker.

De rekenwaarde van de uittrekweerstand op het ankerlichaam (van grout) van de verankering $R_{A;d}$ moet getoetst worden aan de maximale ankerkracht $F_{A;gr,d}$:

$$F_{A;gr,d} \leq R_{A;d}$$

Waarin:

$F_{A;gr,d}$ Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de gording en de grondmechanische draagkracht [in kN/anker]
 $R_{A;d}$ Rekenwaarde geotechnische weerstand groutlichaam conform NEN9997-1 hoofdstuk 8 [kN/anker]

$$R_{A;d} = \frac{R_{A;k}}{\gamma_{a;ULS}}$$

Waarin:

$\gamma_{a;ULS}$ Partiele factor, 1,35 conform Figuur 3-6
 $R_{A;k}$ Karakteristieke waarde geotechnische weerstand groutlichaam [kN/anker]

$$R_{A;k} = \frac{(R_{A,m})_{min}}{ksi_{ULS}}$$

Waarin:

$R_{A,m}$ Gemeten weerstand anker door middel van proefbelastingen [kN]
 ξ_{ULS} Correlatiefactor = 1,0, alle ankers worden beproefd.

Bij de bepaling van de rekenwaarde van de uittrekweerstand op het ankerlichaam (van grout) $R_{A;d}$ conform NEN 9997-1 dient rekening te worden gehouden met een reductie van de conusweerstand (q_c) door de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden, zoals aangegeven in PPL [6] §7.5.2.3.

In CUR166 wordt gesteld dat het verankeringslichaam tenminste 1 m onder de bovenzijde van de vaste zandlaag moet aanvangen, terwijl ter voorkoming van piping in een waterkering het groutlichaam juist 1 tot 2 m tot in de slappe lagen doorgezet moet worden (zie ook PPL [6] §11.13.2). De bijdrage van deze extra meters groutlichaam aan de houdkracht mogen echter niet in rekening worden gebracht in het ontwerp.

Het ontwerp en de toetsing van het groutlichaam dient te worden uitgevoerd op basis van de resultaten van nog uit te voeren grondonderzoek. Op basis van de beschikbare gegevens in bijlage B is onderstaand een inschatting gemaakt van de benodigde groutlichaamlengte.

Uitgaande van deze ankerkracht $F_{A;gr,d} = 549$ kN/anker wordt op basis van tabel 4.5 in deel 2 van CUR166 [4] en een q_c van 20 MPa een benodigde groutlichaamlengte van orde grootte 6 m ingeschat, rekening houdend met $\gamma_{a;ULS} = 1,35$. Uitgaande van de zandlaag onder NAP +4 m, leidt 6 m groutlichaamlengte tot een puntniveau van ongeveer NAP -1 m. De bovenzijde van het anker grijpt aan op NAP +11,5 m. De totale lengte van het anker bedraagt dan ongeveer 18 m. Horizontaal reikt het anker tot ongeveer 13 m achter de constructie.

Op dezelfde wijze wordt bij een q_c van 10 MPa een benodigde groutlichaamlengte van orde grootte 8 m ingeschat, rekening houdend met $\gamma_{a,ULS} = 1,35$. Uitgaande van de zandlaag onder NAP +4 m, leidt 8 m groutlichaamlengte tot een puntniveau van ongeveer NAP -2 m. De bovenzijde van het anker grijpt aan op NAP +11,5 m. De totale lengte van het anker bedraagt dan ongeveer 19 m. Horizontaal reikt het anker tot ongeveer 14 m achter de constructie.

Tijdens de realisatie van de ankers dient de uittrekweerstand van de ankers te worden gecontroleerd. De aan te houden verdeling van de controle en langeduurproeven is aangegeven in PPL [6] §7.5.2.3. Voor een beschrijving van de verschillende beproevingswijzen (controle, geschiktheid (lange duur), bezwijken) ter bepaling van de houdkracht wordt verwezen naar hoofdstuk 7 van de CUR166 [4].

Toetsing Vervormingen door hoogwaterbelasting

De toetsing op vervorming is uitgevoerd op basis van stap 4b. De berekeningsresultaten zijn gegeven in Tabel 3-9.

Tabel 3-9 Berekeningsresultaten maximale vervormingen stap 4b (BGT)

Belastingssituatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]		Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]		Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]		Maatgevende waarde vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]	
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	8		15		8		10 9		12 15	
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	3		5		3		5 4		5 5	
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	4		7		4		14 7		14 7	
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	6		10		6		10 9		13 10	
Lage waterstand NAP +6,0 m	10		21		9		13 19		19 21	
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	36		26		9		11 14		87 36	

Op de berekende vervormingen is een vervormingsfactor $\gamma_{d,vervorming}$ van 1,3 van toepassing. Conform [1] wordt als criterium is een toelaatbare vervorming van $1/100^e$ van de kerende hoogte gehanteerd. De kerende hoogte in de berekening bedraagt 3,5 m. De berekende waarde dient derhalve lager te zijn dan $1/100^e \times 3,5 \text{ m} / 1,3 = 27 \text{ mm}$. Aan dit criterium wordt bij de hydraulische belastingssituaties voldaan.

In de situatie met de geschematiseerde erosiegeul wordt niet aan het vervormingscriterium voldaan. In een volgend stadium dient dit nader te worden beschouwd.

Invloed op de lage kade

De invloed van de bouw van de nieuwe hoge kade op de bestaande lage kade is voor de eindsituatie beschouwd door in Plaxis de fasen 1g en 2d met elkaar te vergelijken. Ter beoordeling van de invloed zijn de momenten in de damwand van de lage kade en de ankerkrachten van de ankers in de lage kade vergeleken in beide fasen. De berekende waarden zijn aangegeven in Tabel 3-10 en Tabel 3-11.

Tabel 3-10 Berekeningsresultaten moment in damwand lage kade

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, moment in damwand lage kade 1g / 2d [kNm] [kNm]		Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, moment in damwand lage kade 1g / 2d [kNm] [kNm]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, moment in damwand lage kade 1g / 2d [kNm] [kNm]		Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, moment in damwand lage kade 1g / 2d [kNm] [kNm]		Maatgevende waarde moment in damwand lage kade 1g hoger dan 2d?
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	211	209	211	206	124	123	124	123	Ja, voldoet

Tabel 3-11 Berekeningsresultaten kracht in anker lage kade

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, kracht in anker lage kade 1g / 2d [kN] [kN]		Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, kracht in anker lage kade 1g / 2d [kN] [kN]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, kracht in anker lage kade 1g / 2d [kN] [kN]		Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, kracht in anker lage kade 1g / 2d [kN] [kN]		Maatgevende ankerkracht lage kade 1g hoger dan 2d?
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	363	352	363	350	360	355	360	353	Ja, voldoet

Uit vergelijking blijkt dat de momenten in de damwand van de lage kade en de ankerkracht in stap 2d lager zijn dan in stap 1g. Op basis hiervan is afgeleid dat er geen ongunstige invloed wordt veroorzaakt op de lage kade door de nieuwe hoge kade.

Tijdens de uitvoering is voorzien om verticale micropalen tussen de bestaande groutankers door te plaatsen. Grondmechanisch wordt hier minimale invloed op de bestaande verankering van verwacht, aangezien het paalsysteem verbuisd wordt uitgevoerd en de grond wordt opgeperst en de palen uitsluitend op druk worden belast. Om het risico van beïnvloeding verder te reduceren wordt geadviseerd de palen 'om-en-om' aan te brengen en tussenliggende palen pas aan te brengen wanneer de palen aan weerszijden reeds zijn uitgehard.

Uitvoeringstechnisch heeft afstemming plaatsgevonden met een gerenommeerde aannemer. Op basis hiervan is vastgesteld dat het mogelijk is om de palen tussen de bestaande groutankers door te positioneren, uitgaande van een hart-op-hart afstand van 2,1 tot 2,8 m van de bestaande groutankers.

3.4 Dimensionering betonwand

De wand is in Plaxis geschematiseerd als een plate met een stijfheid EI van 67.500 kNm²/m (E = 30.000 N/mm² = 30^{E6} kN/m³; hoogte constructieve plaat is 0,3 m; I = (1,0 x 0,3⁴)/12 = 0,00225 m⁴/m -> EI is 67.500 kNm²/m')

De Plaxis berekeningsresultaten uit stap 4b en stap 5 ten aanzien van de berekende momenten in de betonplaat onderstaand weergegeven in Tabel 3-12.

Tabel 3-12 Berekeningsresultaten maximale momenten ($M_{s,max;EEM}$) in betonwand stap 4b (BGT) en 5 (UGT)

Belastingsituatie	Schematisering smalle lage kade met fixed-end ankerpalen, moment in wand [kNm/m]		Schematisering smalle lage kade met embedded beam ankerpalen, moment in wand [kNm/m]		Schematisering brede lage kade met fixed-end ankerpalen, moment in wand [kNm/m]		Schematisering brede lage kade met embedded beam ankerpalen, moment in wand [kNm/m]		Maatgevende waarde $M_{s,max;EEM}$ moment in wand [kNm/m]	
	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b	5	4a/4b*	5
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	49	54	41	46	48	51	40	43	61*	54
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	60	58	64	60	61	59	65	62	81*	62
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	84	84	86	83	84	84	86	84	107*	84
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	77	83	75	76	76	83	74	77	96*	83
Lage waterstand NAP +6,0 m	46	58	38	53	44	52	30	43	46	58
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	96	-	81	-	46	-	42	-	96 (BGT)	-

*in een aantal belastingsituaties is stap 4a maatgevend ten opzichte van stap 4b omdat de wand in stap 4b enigszins achterover gaat hellen waardoor de ankerkracht niet toeneemt c.q. iets afneemt. Dit effect is ook van toepassing in stap 5 waardoor de maatgevende representatieve waarde en de rekenwaarde nagenoeg gelijk zijn. Om deze reden is een extra factor 1,24 toegepast op de representatieve belasting conform Eurocode 7 [3].

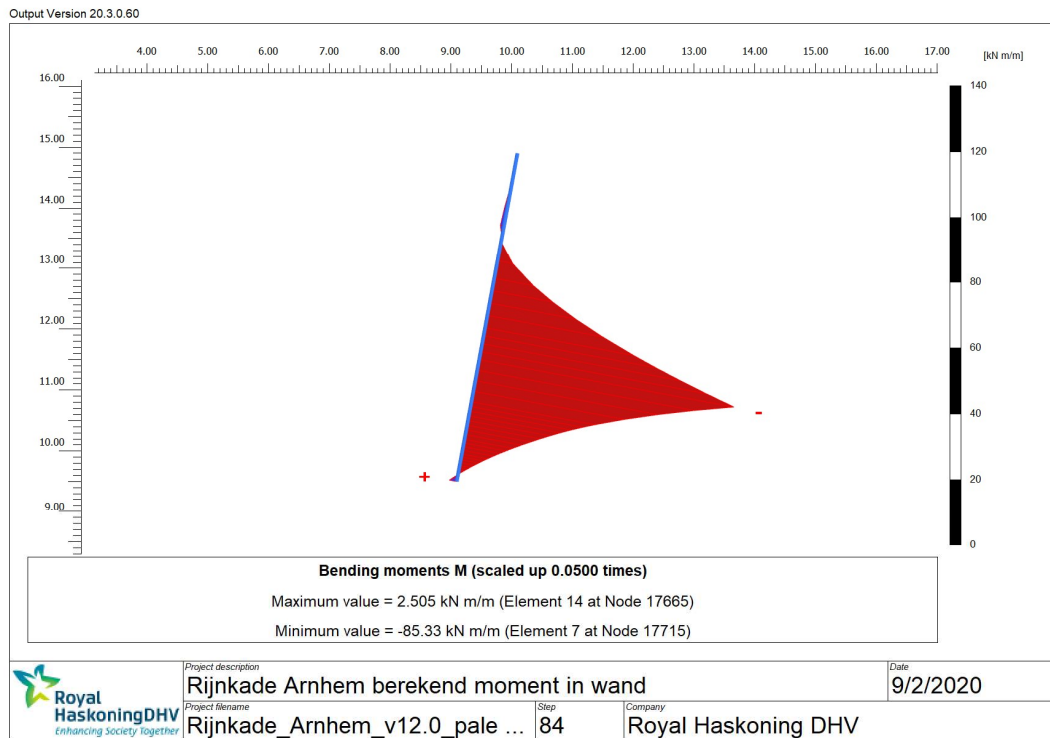
Voor de rekenwaarde van het maatgevende wandmoment $M_{s;d}$ uit de Plaxis-analyse geldt:

$$M_{s;d} = f_{open} \times \gamma_{add,M} \times M_{s,max;EEM} \times \gamma_{b,str;M}$$

waarin:

$M_{s;d}$	Rekenwaarde van het moment [kNm/m wand]
f_{open}	Factor voor openingspercentage stabiliteitsscherm = 1 [-]
$\gamma_{add,M}$	Additionele veiligheidsfactor voor het moment [-]
$M_{s,max;EEM}$	Maximaal moment [kN per m wand]
$\gamma_{b,str;M}$	Schematiseringsfactor voor moment m.b.t. constructief falen [-]

De belastingeffect-factor voor het moment bedraagt 1,2 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. De rekenwaarde van het moment voor het ontwerp van de wand bedraagt 107 kNm/m, vermenigvuldiging met $1,2 \times 1,2$ leidt tot $M_{s;d} = 155 \text{ kNm/m}$ wand.



Figuur 3-8 Berekend maatgevend moment in de betonwand

Op basis van het maximale moment in de wand wordt gecontroleerd of sprake is van een realistische hoeveelheid benodigde wapening.

Uitgangspunten:

- Constructieklasse S6 (ontwerplevensduur 100 jaar);
- Milieuklasse XC4/XF4;
- Betonkwaliteit C30/37;
- Wapening B 500B met een rekenwaarde voor de toelaatbare spanning $f_{yk} = 435 \text{ N/mm}^2$;
- Wanddikte: 500 mm, nuttige hoogte bij staafdiameter $\varnothing 16 \text{ mm}$, $d = 500 - 50 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 442 \text{ mm}$;

$$A_s = M_{s;d} / (f_{yk} \cdot 0,85d)$$

Hieruit volgt een wapening van $155 \times 10^6 / 435 \times 0,85 \times 442 = 948 \text{ mm}^2/\text{m}$ wat overeenkomt met een wapening $\varnothing 16-200$ ($1005 \text{ mm}^2/\text{m}$).

Opgemerkt wordt dat dit moment is bepaald op de grootste berekende piek. In werkelijkheid mag van een lager moment dan deze piekwaarde worden gegaan in verband met spreiding in de constructie door de dikte van de wand en de afmetingen van de ankerplaat.

In langsrichting van de wand is een vergelijkbare hoeveelheid wapening noodzakelijk om verhinderde krimp (door gefaseerde stort) op te kunnen nemen. Afhankelijk van de afmetingen van de ankerkoppen kan wellicht extra wapening nodig zijn om pons te voorkomen. Hiervoor is nog ruimte in het ontwerp.

Specifieke aandachtspunten zijn:

- a. Bereikbaarheid/werkruimte achter de nieuwe keerwand. Op meerdere locaties wordt de nieuwe keerwand direct vóór, op de plaats van of zelfs achter de huidige hoge kade geplaatst. Hier zal eerst een deel of zelfs de gehele bestaande hoge kade verwijderd moeten worden. Om dit te kunnen doen moet de grond achter de bestaande kade tijdelijk worden gesteund door bijvoorbeeld een damwand of afgegraven onder een (veilig) talud. Dit heeft consequenties voor het gebruik van de hoge kade.
- b. Het storten van het scheve deel van de keerwand. Door de helling is ondersteuning van de bekisting richting landzijde noodzakelijk. Deze ondersteuning kan pas worden verwijderd als er voldoende (verdichte) grond achter de keerwand is aangebracht of als de keerwand op een andere wijze (bijvoorbeeld tegen het verticale gedeelte) voldoende kan worden gesteund. Ook aan de voorzijde (lage kade) van de keerwand moet in deze fase voldoende grond tegen de fundatiesloof aanwezig zijn.
- c. Het moment van aanbrengen van de verankering. De ankers worden in beginsel door sparings in de nieuwe betonwand aangebracht. Hierdoor zijn de maatvoeringstoleranties van de ankers relatief klein, waardoor beperkt kan worden ingespeeld op (onverwachte) obstakels in de ondergrond. Het is ook mogelijk om ankers aan te brengen voordat de keerwand is bekist en gestort. In dat geval moet de verankering door de bekisting worden of de bekisting rond het anker worden gebouwd.
- d. De uitvoering van stortvoegen. Er wordt voorlopig uit gegaan van in het werk gestorte wandmoten van 18 m¹ om scheurvorming in de wand te voorkomen. Voor de voegen wordt toepassing van een grond- en waterdicht voegprofiel (bijv. W9U) voorzien.

3.5 Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]. Op basis van deze hoogte wordt voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De bekleding heeft een cosmetische functie en wordt bevestigd aan constructief beton. De bekleding is geen onderdeel van de waterkering.

Nabij de bomen op de hoge kade is een risico op erosie geïdentificeerd. Conform TUN [1] is het uitgangspunt dat er een monitoringsmaatregel is voorzien tijdens hoog water.

Heave en piping

De veiligheid ten aanzien van piping en heave in binnendijkse richting voldoet aangezien de nieuwe kade aanvullende hydraulische weerstand biedt ten opzichte van de bestaande situatie. De veiligheid tegen piping en heave is voldoende in de huidige situatie en wordt in de nieuwe situatie gunstiger.

Bij een val na hoog water zou, afhankelijk van de uittrede gradiënt, enige erosie nabij de teen van de nieuwe hoge kade kunnen optreden. Indien over een breedte van 3 meter een erosiedoek onder de bestrating wordt aangelegd wordt voldaan aan de veiligheid ten aanzien van piping en heave. Uitgaande van een verhang van 1 m over een stroomlengte van 4 m (1 m achter de wand en 3 m breedte doek) bedraagt de uitstroombgadiënt 0,25. Dit is ruim minder dan het algemeen veilig geachte kritieke verhang

van 0,5 conform 'Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie, 1 november 2018'. Het erosiedoek dient robuust en grond dicht te worden bevestigd aan de sloof op de palen.

In een volgend stadium van het ontwerp dient dit nader te worden uitgewerkt. Specifieke aandacht dient ook te worden besteed aan overgangen en aansluitingen van / tussen constructies.

3.6 Conclusies uit de berekeningsresultaten

Op basis van de berekeningen wordt geconcludeerd dat de het ontwerpconcept technisch haalbaar is.

Ten behoeve van de inschatting van de kosten kan worden uitgegaan van:

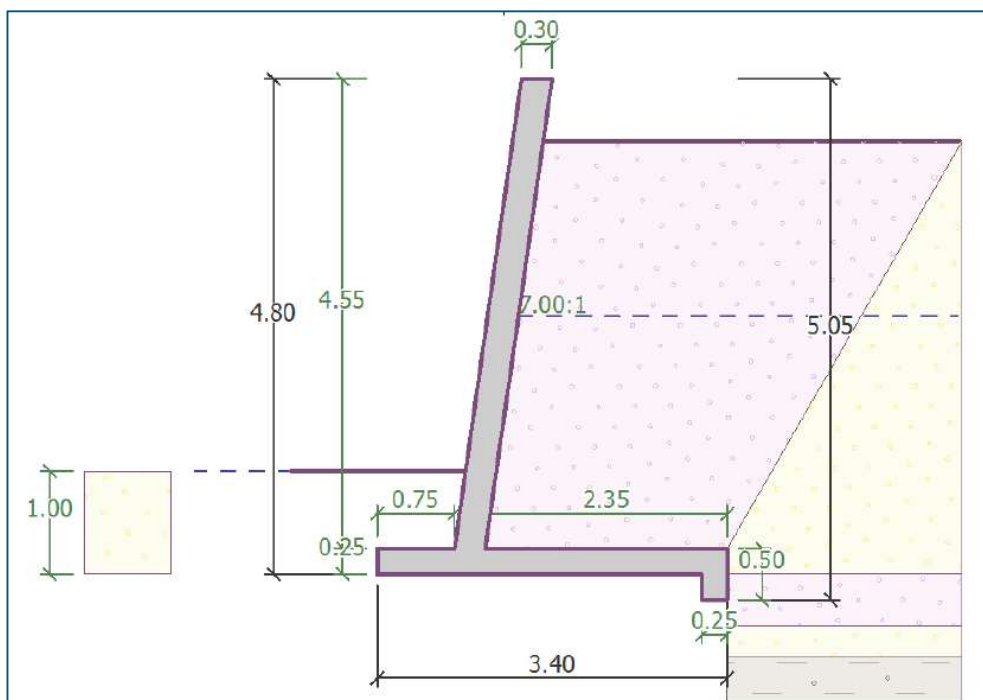
- Verbuisd aangebrachte ankerpalen met paalpuntniveau NAP -8 m die worden afgeperst. Paaldiameter 200 mm. Staalement in de paal $\varnothing 108\text{ mm} \times 12,5\text{ mm}$ over de bovenste 6 m, vervolgens $\varnothing 70\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ te verbinden met een koppelstuk. Bovenzijde paal circa NAP +9,5 m. De bovenste meter van de paal dient te worden voorzien van een opgelaste staaf of vergelijkbare versterking. Hart-op-hart afstand gelijk aan de hart-op-hart afstand van de bestaande groutankers van de lage kade, met een maximum van 2,8 m.
- Deksloof op de palen, circa 0,7 m dik, onderzijde NAP +9,5 m.
- Wand, onderzijde circa NAP +10,3 m, met een verlopende dikte van 0,6-0,25 m en een bekledingsdikte van 0,2 m.
- Diagonale GEWI-ankers 50T, hart-op-hart 1,8 m. Totale lengte 18 à 19 m, groutlichaamlengte 6 à 8 m.
- Erosiedoek 3 m breed aan de zijde van de lage kade.

Nadere aandacht dient te worden besteed aan de interactie tussen de nieuwe wand en het riool in de lage kade. Dit is met name van toepassing in het deel van het tracé waar het riool relatief dicht langs de wand is gesitueerd (hart riool op minder dan circa 6 à 7 m vanaf de nieuwe wand).

4 Betonnen keerwand op staal gefundeerd

4.1 Dimensionering

De dimensies van de oplossing zijn weergegeven in onderstaande Figuur 6.6.



Figuur 4-1 Inschatting dimensies L-wand uitgaande van goede drainage onder de voet

De stabiliteit van de wand is gecontroleerd met GEO5 Cantilever Wall.

Horizontale stabiliteit

Tabel 4-1. Resultaten horizontale stabiliteit uit GEO5 Cantilever Wall.

Aspect	Maximaal Toelaatbaar Moment / Afschuifkracht	Optredend Moment / Afschuifkracht	Verificatie (<100%)	Oordeel
Kantelen	389 kNm/m	130 kNm/m	33 %	Voldoet
Slip	91 kN/m	74 kN/m	82 %	Voldoet

Verticaal draagvermogen

Voor de controle op draagvermogen is gebruikt gemaakt van zowel GEO5 Cantilever Wall (benodigde draagkracht en controle op excentriciteit van de optredende krachten) als D-Foundations (beschikbare draagkracht). Tabel 4-2 en

Tabel 4-3 geven een overzicht van de invoergegevens t.b.v. het bepalen van de draagkracht in D-Foundations en Tabel 4-4 geeft een overzicht van de resultaten. In Tabel 4-4 is tevens getoetst of de optredende excentriciteit kleiner is dan $1/3 B$. De L – wand voldoet aan beide criteria, excentriciteit en verticaal draagvermogen.

Tabel 4-2. Overzicht geometrische invoer gegevens voor het bepalen van het draagvermogen van de L-wand in D-Foundations.

Grondwaterstand	Aanleg niveau	Breedte strip
[m NAP]	[m NAP]	[m]
10.8	9.8	3.4

Tabel 4-3. Overzicht invoer gegevens voor het bepalen van het draagvermogen van de L-wand in D-Foundations

UGT				BGT			
Verticale belasting	Ew	Horizontale belasting	Eh	Verticale belasting	Ew	Horizontale belasting	Eh
[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
200	0.15	71	0	180	0	55	0
171	0.19	74	0	165		56	

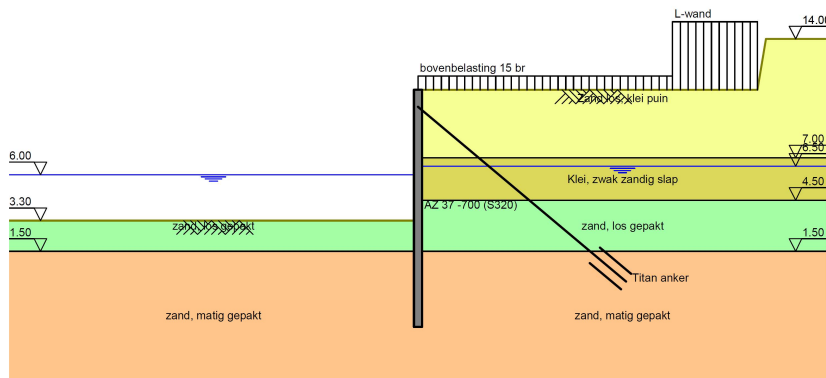
Tabel 4-4. Controle op verticaal draagvermogen L- wand.

Aspect	Maximaal Toelaatbaar	Optredend	Verificatie	Oordeel
Excentriciteit / breedte voet	0.333	0.056	17 %	Voldoet
Verticaal draagvermogen	71 kPa	65 kPa	92 %	Voldoet

Invloed op de lage kade

De interactie met de grondkering van de lage kade is nader beoordeeld door het uitvoeren van een berekening in D-Sheet Piling. In de D-Sheet Piling berekening is op basis van representatieve grondparameters (bruikbaarheidsgrenstoestand) een representatieve doorsnede geschematiseerd van de huidige situatie. Hierbij is rekening gehouden met de maatgevende situatie, zijnde een lage waterstand van NAP + 6 m in de Nederrijn en een waterstand van NAP +7 m achter de damwand. Ter plaatse van het deel van de kade waar een nieuwe keerwand is voorzien bedraagt de breedte van de lage kade minimaal 20 m. In de berekening is de huidige situatie geschematiseerd waarbij een bovenbelasting van 15 kN/m^2 over de breedte van de lage kade (20 m) is geschematiseerd.

In de volgende berekeningsstap in D-Sheet Piling is de nieuwe situatie met nieuwe L-wand geschematiseerd door middel van het verhogen van de belasting van 15 kN/m^2 naar 75 kN/m^2 over 5 m breedte. De belasting van 75 kN/m^2 is opgebouwd uit een grondophoging van 3 m à $18 \text{ kN/m}^3 = 54 \text{ kN/m}^2$ + 21 kN/m^2 bovenbelasting. Zie onderstaande schematisatie.



Figuur 4-2 Schematisering lage kade met extra bovenbelasting door vooruitgeschoven keerwand

De invloed van de nieuwe keerwand op de damwand van de lage kade is geverifieerd door middel van de vergelijking tussen beide berekende situaties. Uit de berekening is ten aanzien van optredend moment, dwarskracht en ankerkracht een verschil afgeleid van ongeveer 1%. Dit verschil is dermate klein dat dit verwaarloosbaar wordt geacht. De beïnvloeding van de nieuwe keerwand op de damwand van de lage kade is daarmee eveneens verwaarloosbaar beoordeeld. De berekeningsresultaten zijn bijgevoegd in bijlage I.

4.2 Uitvoering

Er is een drainerende, voldoende draagkrachtige funderingsbasis nodig onder de betonnen voet van de keerwand. Hiertoe is ontgraving nodig en afhankelijk van de lokale bodemopbouw een grondverbetering, zodat voldoende draagkracht wordt gehaald om (verschil)zettingen te minimaliseren. Dit betekent een fors ruimtebeslag op de kade, waarbij rekening moet worden gehouden met langdurige stremmingen. De betonnen keerwanden kunnen worden geprefabriceerd of in werk worden gemaakt.

4.3 Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]. Op basis van deze hoogte wordt voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De bekleding heeft een cosmetische functie en wordt tegen de keerwand op gemetseld. De bekleding is geen onderdeel van de waterkering.

Heave en piping

Een val na hoog water geeft een drukverschil over de keerwand. Uitgaande van een verhang van 1 m over een stroomlengte van 4 m onder de betonnen voet van de keermuur bedraagt de uitstroomgradiënt 0,25. Dit is ruim minder dan het algemeen veilig geachte kritieke verhang van 0,5 conform 'Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie, 1 november 2018'.

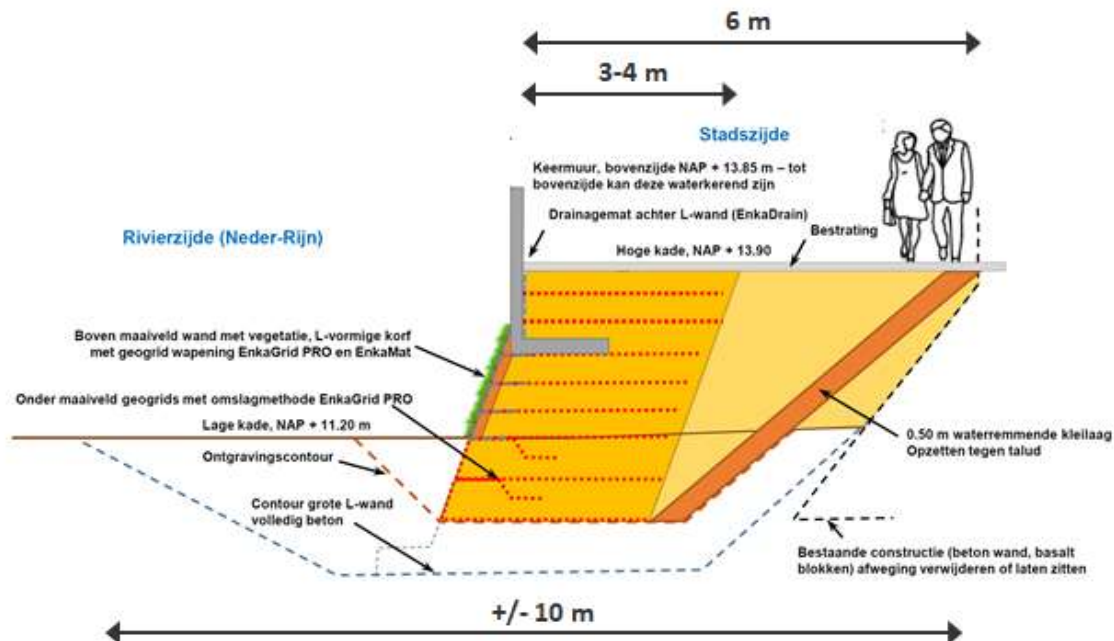
5 Gewapende grond

Gewapende grond is een gecombineerde grondkerende constructie van aanvulmateriaal en geogrids en/of geotextielen en wordt laagsgewijs opgebouwd.

5.1 Dimensionering

Voor de Rijnkade Arnhem zijn afmetingen geschat op basis van vuistregels CUR-CROW 198, in afstemming met een leverancier¹. Op basis van vuistregels kan worden uitgegaan van een benodigde lengte van de wapening (L) van orde grootte $0,9 \times$ netto kerende hoogte ($0,9 \times 3,50 \text{ m} = 3\text{--}4 \text{ m}$).

Dit heeft geleid tot de onderstaande dimensionering voor de Rijnkade.



Figuur 5-1 Inschatting dimensies Gewapende grond

Er wordt uitgegaan van afwerking met betonnen panelen, die met stalen strippen worden verankerd in de lagen geotextiel. Op de panelen wordt het basalt gestapeld.

5.2 Uitvoering

Er is een funderingsbasis nodig onder de gewapende grond. Hiertoe is ontgraving nodig en afhankelijk van de lokale bodemopbouw een grondverbetering, zodat voldoende draagkracht wordt gehaald om (verschil)zettingen te minimaliseren. Dit betekent een fors ruimtebeslag op de kade, waarbij rekening moet worden gehouden met langdurige stremmingen.

Voor gewapende grond is er een uitvoeringsrichtlijn, namelijk NEN 14475. Hierin staat o.a. dat het aanvulmateriaal tussen de geogrid laagsgewijs aangevuld en verdicht dient te worden. Verdichting:

¹ Er is overleg gevoerd met Low and Bonar, die het gepresenteerde voorstel heeft ontwikkeld.

minimaal 95% proctordichtheid met een gemiddelde van 98%. Klei moet worden aangebracht in lagen van maximaal 0,4 m, die afzonderlijk worden verdicht met een schapenpootwals of bulldozer.

5.3 Toetsing overige faalmechanismen OI4014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]**Error! Reference source not found.** Op basis van deze hoogte wordt voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De bekleding heeft een cosmetische functie en wordt tegen de keerwand op gemetseld. De bekleding is geen onderdeel van de waterkering.

Piping en heave

Het risico op piping kan worden opgelost beheerst met een weloverwogen keuze voor gebruik van een specifiek geotextiel, en door ontwerpdetailering.

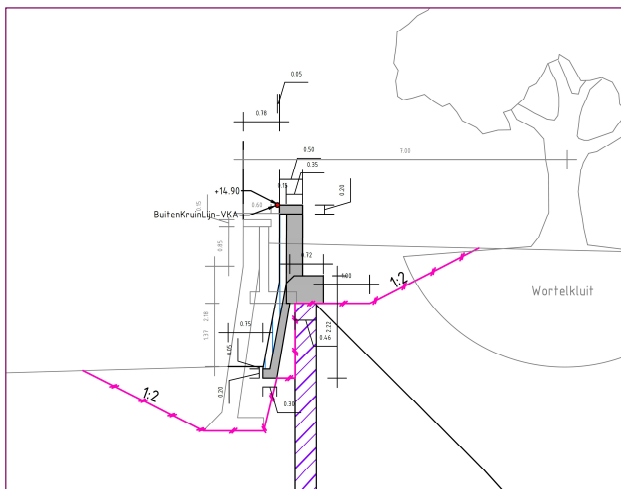
6 Verankerde damwand

6.1 Algemeen

Als alternatief van de in hoofdstuk 3 uitwerkte verankerde wand op palen is in dit hoofdstuk een verankerde damwand uitgewerkt, waarbij de damwand wordt ingedrukt om het risico op trillingshinder en vervormingen in de omgeving te beperken. Voor zover mogelijk zijn dezelfde uitgangspunten aangehouden als in hoofdstuk 3. De verankerde damwand is enkel als langsconstructie uitgewerkt op basis van een Plaxis-EEM berekening conform de Waterwet, omdat hiermee tevens wordt voldaan aan het Bouwbesluit.

In de berekeningen zijn voorlopig dezelfde waterstandsverschillen aangehouden, zoals ook voor de verankerde wand op palen zijn aangehouden, zie 3.1.4. Mogelijk worden de waterstandsverschillen echter groter door de afsluitende werking van de damwanden, met name daar waar slecht doorlatende lagen aanwezig zijn in de ondergrond en de damwanden deze lagen snijden. Mogelijk heeft dit dan ook gevolgen voor het dagelijkse grondwaterregime (verdrogen/vernatten). In de eventuele verdere uitwerking van dit alternatief verankerde damwand dient nader beschouwd te worden met welke waterstandsverschillen over de constructie rekening dient te worden gehouden en of maatregelen nodig zijn om de invloed op het dagelijkse grondwaterregime te beperken, mede op basis van het aanvullend grondonderzoek.

Onderstaande afbeelding geeft het principe van de oplossing weer.



Figuur 6-1 Geometrie nieuwe hoge kade

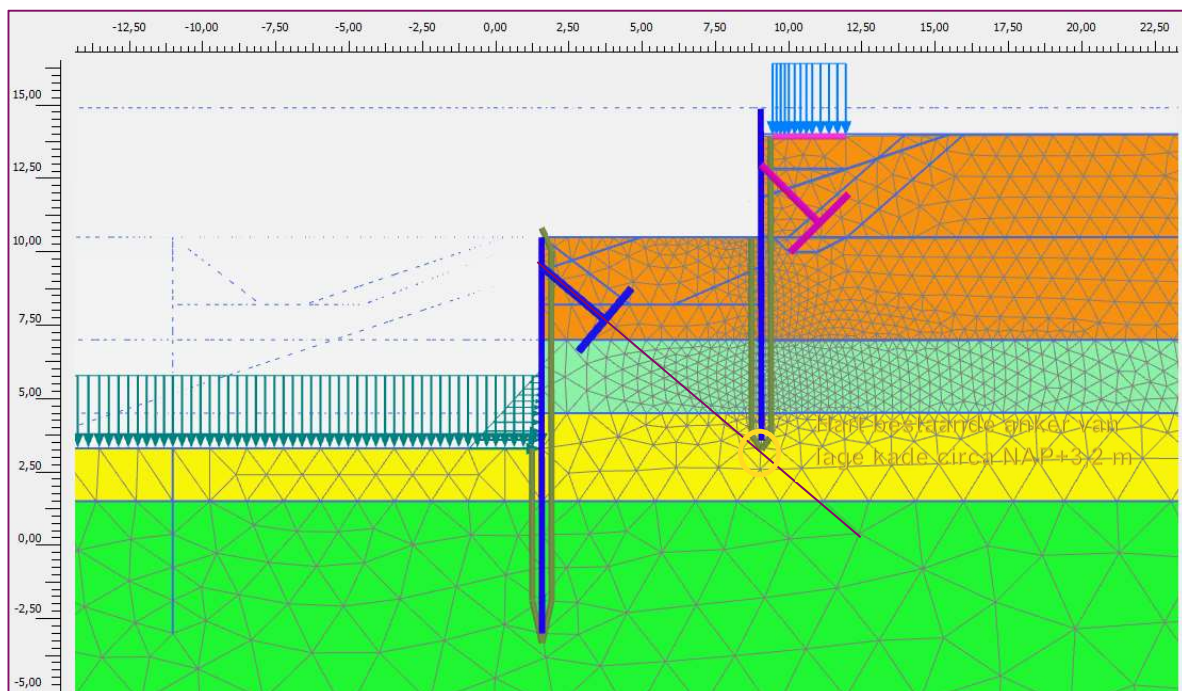
Een deel van het projectgebied wordt gekenmerkt door (het risico op) ondergrondse obstakels zoals funderingsresten, puin, oorlogsresten, groutankers, leidingen etc. Vooralsnog is rekening gehouden dat de onderzijde van de damwanden minimaal 0,4 m boven het theoretische niveau van de as van de groutankers van de bestaande lage kade blijven. Maatgevend hierbij is de smalle kade waar het huidige anker de nieuwe damwand op circa NAP+3,2 m kruist. Onderkant damwand is dus aangehouden op NAP+3,6 m. In Figuur 6-2 is een kenmerkende doorsnede opgenomen van de lage kade.

Voor de verdere uitwerking van het alternatief verankerde damwand wordt voor de bepaling van de uitvoerbaarheid in verband met obstakels nader onderzoek uitgevoerd in de vorm van grondboringen. Op basis hiervan dient beschouwd te worden welke nadere onderzoeken c.q. maatregelen nodig zijn om de

damwanden met aanvaardbare risico's in te kunnen drukken. In verband met de risico's ten aanzien van de uitvoerbaarheid is vooralsnog uitgegaan van een relatief zwaar damwandtype AZ26-700.

Als verankering is uitgegaan van GEWI-ankers. De GEWI staaf wordt voorzien van dubbele corrosiebescherming conform [4] waardoor geen corrosie in rekening hoeft te worden gebracht. Het anker aangrijpniveau is op NAP+13,0 m aangehouden, circa 1 m onder het niveau van de hoge kade. In de berekening is bij aanbrengen een voorspanning van 100 kN per meter damwand meegenomen. Eventueel is in een latere fase de grootte van de voorspanning en het ankerniveau nog te optimaliseren, maar een lager ankerniveau zorgt voor hogere krachten in het anker en lagere buigende momenten in de damwand.

Er is geen rekening met bodemdaling, aangezien bodemdaling ter plaatste verwaarloosbaar is. Verder is ook geen rekening gehouden met zakkende grond op ankers. De ophoging/aanvulling die noodzakelijk is, dient ter plaatse van samendrukbare lagen in de ondergrond voorafgaande aan het aanbrengen van de constructie te worden voorbelast, waarna de constructie pas wordt aangebracht nadat de restzettingen dermate zijn gereduceerd dat deze niet meer leiden tot extra ankerkrachten. Dit is vast te stellen op basis van het aanvullende grondonderzoek.



Figuur 6-2 Modelleringsdoorsnede smalle lage kade

6.2 Waterwet analyse

6.2.1 Input

De ontwerpberekening in Plaxis zijn uitgevoerd op basis van PPE [5] en PPL (Hoofdstuk 12) [6], zie verder 3.3.1. De Plaxis invoerparameters zijn gegeven in bijlage E. De meest relevante berekeningsresultaten zijn opgenomen in bijlage G.

Het diagonale anker is gemodelleerd als een GEWI ankerstaaf 50T met een hart-op-hart afstand van 2,8 m onder een hoek van 45 graden.

De schadefactor is conform de PPL [6] vastgesteld op basis van $1/3^e$ van de standaard faalkansruimte van 0,04. Dit leidt tot $\beta=4,23$ (zie ook TUN [1]) en tot een schadefactor van 1,04.

De modelfactor bedraagt 1,06 conform PPL [6].

De schematiseringsfactor is aangehouden op 1,2 aangezien een conservatieve grondschematisatie is gehanteerd. Uitgaande van 95% kans dat de grondopbouw gunstiger is en 5% kans dat de grondopbouw 30% slechter is, is een schematiseringsfactor van 1,2 overeenkomstig OI2014v4.

De gehanteerde belastingeffect-factoren zijn gegeven in Figuur 6-3.

De Plaxis-berekening is uitgevoerd met niet-gecorrodeerde eigenschappen van de damwand aangezien dit leidt tot de hoogste snedekrachten. De vervormingen in de eindsituatie zullen dan ook beperkt zijn onderschat. Bij de toetsing van de stalen onderdelen is wel rekening gehouden met corrosie, namelijk 2,2 mm per zijde over 100 jaar.

Om de optredende ankerkrachten en snedekrachten in de damwand niet te onderschatten is er bij een verankerde wand een puntveer met hoge weerstand onder de damwand geschematiseerd, conform § 3.5.5 van de PPE. Deze is gemodelleerd als elastisch, met een veerstijfheid EA van 10.000 kN/m. In de constructieve toets is gecontroleerd of de verplaatsing van de puntveer ten opzichte van de naastliggende grond beperkt blijft tot maximaal 0,01 m.

Aangezien de huidige waterkering geen groene dijk betreft is in tegenstelling tot de PPE niet onderzocht of de glijvlakligging en de stabiliteitsfactor van de onversterkte dijk van een glijvlakberekening en de EEM-berekening overeenkomen.

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Stalen damwand				
-moment ($\gamma_{add,M}$)	1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017	1,0	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
-normaalkracht ($\gamma_{add,N}$)	1,0			
-dwarskracht ($\gamma_{add,V}$)	1,0			
Ankerstaaf, stempel en ankerverbindingen	1,25 ¹⁾	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 9.7.1)	1,0 (vloeispanning) 1,4 ²⁾ (karakteristieke breuksterkte)	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F,A,gr}$)	1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)	$\gamma_{a,ULS}=1,35$	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)
Ankerschot, sterkte gording ($\gamma_{F,A,gording}$)	1,1	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 9.7.1)	-	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)

1) Volgens NEN 9997-1 art. 8.5.4 moet de factor 1,25 in het geval van een groutanker formeel niet op de belasting maar in plaats daarvan uitsluitend op de materiaalsterkte van de staaf/stempel/verbinding in rekening worden gebracht. Het resultaat is gelijk.

2) De waarde 1,4 is bij benadering gelijk aan de waarde volgens EN-1993-5 art. 7.2.3: $\gamma_{M2}/\bar{k}_T = 1,25/0,9 = 1,389$.

Figuur 6-3 Toegepaste belastingeffect-/materiaalfactoren (on)verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten Tabel A.1 [6]

6.2.2 Berekeningsresultaten en conclusies

Relevante berekeningsresultaten zijn gegeven in bijlage G.

Onderstaande ontwerpcontroles zijn conform hoofdstuk 11 van de PPL [6] van toepassing:

- Geotechnische stabiliteit (GEO1)
- Verticaal evenwicht (SSI1)
- Constructieve sterkte damwand (STR1)
- Constructieve sterkte ankerstang en gording (STR2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker
- Uittrekkraft anker (SSI2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker
- Vervormingen door hoogwaterbelasting

Aanvullend is de invloed op de lage kade beschouwd.

Toetsing geotechnische stabiliteit (GEO1)

De geotechnische stabiliteit wordt getoetst in stap 6b van de berekeningen. De schadefactor en de modelfactor zijn toegepast in de berekening.

Om bij het constructief versterkte grondlichaam te voldoen aan de eis ten aanzien van de macrostabiliteit dient de berekende eindwaarde van stabiliteitsfactor ($\Sigma M_{SF;doorgaand;bezwijken}$) bij rekenen met rekenwaarden voor de grondparameters ten minste gelijk te zijn aan de schematiseringsfactor (γ_b).

$$\Sigma M_{SF;doorgaand;bezwijken} \geq \gamma_b;GEO$$

De benodigde stabiliteitsfactor dient dus minimaal gelijk te zijn aan de schematiseringsfactor, welke op 1,2 is gesteld in onderhavige situatie. De berekeningsresultaten zijn onderstaand samengevat.

Tabel 6-1 Berekeningsresultaten geotechnische stabiliteitsanalyse

Belastingsituatie	Schematisering smalle lage kade	Schematisering brede lage kade	Toetsing aan stabiliteitsfactor 1,2
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	1,49	1,71	Voldoet
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	1,81	2,03	Voldoet
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	1,52	1,53	Voldoet
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	1,47	1,46	Voldoet
Lage waterstand NAP +6,0 m	1,41	1,63	Voldoet
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	1,45	1,79	Toetsing aan 1,2 niet van toepassing in BGT.

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat in alle gevallen wordt voldaan aan de geotechnische stabiliteit, waarbij een lage waterstand bij een smalle kade maatgevend is. Voor enkele kenmerkende berekeningsresultaten zijn figuren opgenomen in bijlage G.

De belastingsituatie met erosiekuil en de exact te stellen eis dient ter plaatse van de relevante tracédelen nader beschouwd te worden in een volgend stadium. Voor het alternatief met de damwand lijkt dit vooralsnog niet kritisch te liggen.

Toetsing Verticaal evenwicht (SSI1)

De berekende normaalkracht in de wand net onder de anker Gording in stap 5 zijn in onderstaande Tabel 6-2 aangegeven (hoofdstuk 6 PPL).

Tabel 6-2 Berekeningsresultaten maximale verticale belasting onder niveau anker Gording

Belastingssituatie	Schematisering smalle lage kade [kN/m']	Schematisering brede lage kade [kN/m']	Maatgevende waarde [kN/m']
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	85,5	82,1	85,5
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	77,1	78,7	78,7
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	114,5	114,7	114,7
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	102,0	101,4	102,0
Lage waterstand NAP +6,0 m	99,5	90,2	99,5
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	100,5	77,9	100,5

De maximale verticale belasting in de damwand bedraagt 114,7 kN per meter damwand in de situatie met een waterstandsverschil over de damwand van NAP+14,0 m naar NAP+12,8 m. Dit is echter niet de maatgevende situatie omdat door de hoge grondwaterstand de grond ontspant en dus ook het draagvermogen van de kleilaag en de erboven liggende zandlaag in rekening mag worden gebracht, wat zeker voldoende draagvermogen zal opleveren. Maatgevend is de normaalkracht in de damwand bij de lage waterstand van NAP+6,0 m. Vermenigvuldigd met de belastingfactor van 1,0 en de schematiseringsfactor van 1,2 is de te toetsen verticale kracht dan 120 kN/m.

De volgende formule is van toepassing bij de toetsing van verticaal evenwicht:

$$N_{s;d} \leq R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_{b;EC}} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s;EC}}$$

Waarin:

$N_{s;d}$	Rekenwaarde van normaalkracht onder ankerniveau [kN/m]
$R_{b;d}$	De rekenwaarde van het puntdraagvermogen [kN/m]
$R_{s;d}$	De rekenwaarde van het schachtdraagvermogen [kN/m]
$R_{b;k}$	De karakteristieke waarde van het puntdraagvermogen (7.6 NEN9997) [kN/m]
$R_{s;k}$	De karakteristieke waarde van het schachtdraagvermogen (7.6 NEN9997) [kN/m]
$\gamma_{b;EC}$	Partiele puntweerstandsfactor conform Eurocode (1,2)
$\gamma_{s;EC}$	Partiele schachtwrijvingsweerstandsfactor conform Eurocode (1,2)

Rekening houden met een puntoppervlak van 126,3 cm²/m (na corrosie) en op basis van de maatgevende sondering CPT0000084015 een karakteristieke waarde van de gemiddelde conusweerstand aan de punt van 6 MPa is $R_{b;k}$ ($0,0126 \cdot 6000 \cdot 0,64 \cdot 0,7 =$) 34 kN/m. Uitgaande van 1,6 m in het zand, een verfooppervlak van 1,38 m/m en een gemiddelde karakteristieke waarde van de conusweerstand van 5 MPa bedraagt de $R_{b;s}$ ($2 \cdot 1,38 \cdot 0,01 \cdot 1,4 \cdot 5000 =$) 193 kN/m. Het totale draagvermogen komt hiermee op ($34/1,2 + 221/1,2 =$) 189 kN/m, waarmee ruim aan het verticaal evenwicht wordt voldaan.

Toetsing Constructieve sterkte damwand (STR1)

De Plaxis berekeningsresultaten uit stap 5 zijn onderstaand weergegeven in Tabel 6-3,

Tabel 6-3 Berekeningsresultaten (Max buigend moment/normaalkracht op niveau max buigend moment) in damwand (UGT)

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade M / N [kNm/m']/[kN/m']	Schematisering brede lage kade M / N [kNm/m']/[kN/m']	Maatgevende waarde M / N [kNm/m']/[kN/m']
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	83/107	76/102	83/107
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	61/68	51/67	61/68
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	104/108	102/107	104/108
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	107/110	105/108	107/110
Lage waterstand NAP +6,0 m	107/125	88/113	107/125
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	129/127	72/101	129/127

Controle op snedekrachten volgens 11.8.4 PPL:

$$N_{s;d} = f_{open} \times \gamma_{add;N} \times N_{s;max;EEM} \times \gamma_{b;str}$$

Waarin:

$N_{s;d}$	Rekenwaarde normaalkracht in de damwand [kN per meter constructie]
f_{open}	Factor openingspercentage [-], in dit geval 1,0 (geen openingen)
$\gamma_{add;N}$	Belastingeffect-factor op de normaalkracht [-], in dit geval 1,0
$N_{s;max;EEM}$	De normaalkracht in de wand uit stap 5 in de EEM-analyse [kN per meter waterkering] die maatgevend is in combinatie met het bijbehorende moment op dezelfde diepte
$\gamma_{b;str}$	Schematiseringsfactor voor constructief falen [-], in dit geval 1,2

$$M_{s;d} = f_{open} \times \gamma_{add;M} \times M_{s;max;EEM} \times \gamma_{b;str}$$

Waarin:

$M_{s;d}$	Rekenwaarde van buigend moment [kNm per meter constructie]
f_{open}	Factor openingspercentage [-], in dit geval 1,0 (geen openingen)
$\gamma_{add;M}$	Belastingeffect-factor op het moment [-], in dit geval 1,0
$M_{s;max;EEM}$	Het buigend moment in de wand uit stap 5 in de EEM-analyse [kNm per meter waterkering] die maatgevend is in combinatie met het bijbehorende normaalkracht op dezelfde diepte
$\gamma_{b;str}$	Schematiseringsfactor voor constructief falen [-], in dit geval 1,2

Bij het definitieve teenniveau moet de resulterende spanning in de uiterste vezel conform deel 5 van de Eurocode 3 op elke diepte worden getoetst aan de vloeispanning van de gebruikte staal-kwaliteit, inclusief correctie in verband bij klasse 4-profielen na corrosie. Na corrosie valt de damwand in klasse 3 (bij staalkwaliteit 430 N/mm² of lager: $e=0,74$; breedte flens $b=380$ mm dikte flens na corrosie $t_r=7,8$ mm: $380/7,8/0,74=66$).

De optredende staalspanning is dan als volgt:

$$\sigma_{s,dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{open}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y,dw;d}$$

Waarin:

$\sigma_{s,dw;d}$	Rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m ²]
$M_{s;d}$	Rekenwaarde van buigend moment [kNm per meter constructie]
W_{open}	Weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie (geen openingen) [m ³ per meter constructie]
$N_{s;d}$	Rekenwaarde normaalkracht in de damwand [kN per meter constructie]
A_{corr}	Oppervlak wanddoorsnede na corrosie [m ² per meter constructie]
$f_{y,dw;d}$	Rekenwaarde (in verband met plooi van gecorrodeerd profiel gecorrigeerde) vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3, deel 5 [kN/m ²]

De belastingfactor voor de normaalkracht en het moment bedraagt 1,0, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. Maatgevend is de situatie met de erosiekuil. Het maximaal berekende moment bedraagt 129 kNm/m, vermenigvuldiging met 1,0 x 1,2 leidt dit tot 154,8 kNm/m. De bijbehorende normaalkracht bedraagt 129 kN/m, vermenigvuldiging met 1,0 x 1,2 leidt dit tot 152,4 kN/m. Het weerstandsmoment na corrosie bedraagt 1662 cm³/m (lineaire afname met afname flensdikte) en de doorsnede 126,3 cm²/m (afname corrosie maal verfooppervlak). De optredende spanning in de uiterste vezels van de wand bedraagt 105 N/mm². De staalkwaliteit dient dus minimaal S235GP te bedragen om te voldoen aan de optredende staalspanning. Ten aanzien van de snedekrachten kan dus eventueel een lichter damwandprofiel worden toegepast, maar vooralsnog is vanwege risico's met de inbrengbaarheid gekozen voor een AZ26-700. Bij de verdere uitwerking zal de schematiseringsfactor nader moeten worden bepaald. Waarschijnlijk zal deze dan lager uitvallen van 1,2.

Controle op knikcapaciteit wand conform 11.8.5 PPL

De 2^e orde-effecten mogen conform de NEN-EN1993-5 worden verwaarloosd als de rekenwaarde van de normaalkracht kleiner is dan 4% van de rekenwaarde van de kritische knikbelasting (EN1993-5 formule 5.12) van circa 9000 kN/m, wat in dit geval het geval is.

Controle op dwarskrachtcapaciteit wand volgens 11.8.6 PPL

$$Q_{s,dw;d} \leq Q_{r;d}$$

Waarbij

$$Q_{r;d} = \frac{A_{v,corr} \times f_{y,dw;d}}{\sqrt{3}}$$

$$Q_{s,dw;d} = f_{open} \times \gamma_{b,str} \times \gamma_{add;Q} \times Q_{s,max;EEM}$$

En waarin:

$Q_{s;d}$	Rekenwaarde dwarskracht damwand [kN per meter constructie]
$Q_{r;d}$	Rekenwaarde dwarskrachtcapaciteit damwand [kN per meter constructie]
$A_{v,corr}$	afschuifoppervlak lijf na corrosie [m ³ per meter constructie]
$f_{y,dw;d}$	Rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform deel 5 van Eurocode 3 [kN/m ²]
f_{open}	Factor openingspercentage [-], in dit geval 1,0 (geen openingen)
$\gamma_{b,str}$	Schematiseringsfactor dwarskracht voor constructief falen [-], in dit geval 1,2
$\gamma_{add;Q}$	Belastingeffect-factor op de dwarskracht [-], in dit geval 1,0
$Q_{s,max;EEM}$	Dwarskracht in de wand uit stap 5 in de EEM-analyse [kN per meter waterkering]

De maximale dwarskrachten tot en met stap 5 zijn onderstaand in Tabel 6-4 aangegeven.

Tabel 6-4 Berekeningsresultaten dwarskrachten damwand (UGT)

Belastingsituatie	Schematisering smalle lage kade [kN/m']	Schematisering brede lage kade [kN/m']	Maatgevende waarde [kNm'/m]
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	30,3	28,5	30,3
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	25,6	22,9	25,6
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	22,5	23,3	23,3
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	25,5	27,1	27,1
Lage waterstand NAP +6,0 m	39,2	36,1	39,2
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	29,8	22,5	29,8

De belastingfactor voor dwarskracht bedraagt 1,0, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. Maatgevend is de situatie met de lage waterstand van NAP+6,0 m. Het maximaal berekende dwarskracht bedraagt 39,2 kN/m, vermenigvuldiging met 1,0 x 1,2 leidt dit tot 47,0 kNm/m. Het weerstandsmoment na corrosie bedraagt 1662 cm³/m (lineaire afname met afname flensdikte) en de doorsnede 126,3 cm²/m (afname corrosie maal verfoppervlak). De optredende spanning in de uiterste vezels van de wand bedraagt 111 N/mm². De staalkwaliteit dient dus minimaal S235GP te bedragen om te voldoen aan de optredende staalspanning. Ten aanzien van de snedekrachten kan dus eventueel een lichter damwandprofiel worden toegepast, maar vooralsnog is vanwege risico's met de inbrengbaarheid gekozen voor een AZ26-700.

Toetsing Constructieve sterkte ankerstang en gording (STR2).

Rekening moet worden gehouden met ankeruitval.

Er geldt:

$$F_{A;st;d} = \gamma_{F;A;st} \times \gamma_{b;str;A} \times F_{A;max;EEM}$$

Waarin:

$F_{A;st;d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf [kN/anker]
$\gamma_{F;A;st}$	Belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle ankerstaaf
$\gamma_{b;str;A}$	Schematiseringsfactor ankerkracht voor constructief falen [-]
$F_{A,max,EEM}$	Maatgevende ankerkracht [kN/anker]

De Plaxis berekeningsresultaten uit stap 4b en stap 5 ten aanzien van de diagonale ankers zijn onderstaand weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 6-5 Berekeningsresultaten maximale ankerkrachten stap 4b (BGT) en 5 (UGT)

Belastingssituatie	Schematisering smalle lage kade [kN/anker]		Schematisering brede lage kade [kN/anker]		Maatgevende waarde $F_{A,max,EEM}$ [kN/anker]	
	4b	5	4b	5	4b	5
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	246	313	249	300	249	313
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	298	306	316	321	316	321
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	425	452	434	454	434	454
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	342	388	351	389	351	389
Lage waterstand NAP +6,0 m	245	367	238	331	245	367
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	280	365	284	296	284	365

De belastingeffect-factor voor de ankerkracht bedraagt 1,25 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. De rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf bedraagt 454 kN/anker, vermenigvuldiging met $1,25 \times 1,2$ leidt tot $F_{A,st,d} = 680$ kN/anker. Dit is maatgevend boven ankeruitval en de calamiteit met de riolering.

De ankerstaaf dient, conform EC3 deel 5, getoetst te worden aan zowel de vloeispanning als de breuksterkte van de gebruikte staalkwaliteit, rekening houdende met corrosie. Er geldt:

$$\sigma_{s;A;d} \leq f_{y;A;d} \text{ en } \sigma_{s;A;d} \leq f_{u;A;d}$$

Waarin:

$f_{y;A;d}$ Rekenwaarde vloeispanning ankerstaaf [kN/m²]

$$f_{y;A;d} = \frac{f_{y;A;kar}}{1,0}$$

$f_{u;A;d}$ Rekenwaarde breukspanning ankerstaaf [kN/m²]

$$f_{u;A;d} = \frac{f_{u;A;kar}}{1,4}$$

$\sigma_{s;A;d}$ Rekenwaarde van de spanning in de ankerstaaf [kN/m²]

$$\sigma_{s;A;d} = \frac{\gamma_{F;A;st} \cdot \gamma_{b;str;A} \cdot F_{s;A;plx} \cdot hoh}{A_{corr}}$$

Waarin:

$\gamma_{F;A;st}$ Belastings-effectfactor [-]

$\gamma_{b;str;A}$ Schematiseringsfactor ankerkracht [-]

$F_{s;A;plx}$ Maatgevende ankerkracht [kN/m wand]

hoh Hart op hart afstand ankers [m]

A_{corr} Oppervlakte ankerdoorsnede na corrosie [m²/anker]

Toetsing vloe:

Oppervlak GEWI-staaf 50T = 1963 mm² (dubbele corrosiebescherming -> geen corrosie)

Staalspanning in staaf = 680.000 N / 1963 mm² = 346 N/mm²

$f_{y;A;d}$ = 500 N/mm²

Unity Check = 346 / 500 = 0,69 -> voldoet

Toetsing breuk:

Oppervlak GEWI-staaf 50T = 1963 mm²

Staalspanning in staaf = 680.000 N / 1963 mm = 346 N/mm²

$f_{u,A;d}$ = $f_{u,A;kar} / 1,4$ = 550 / 1,4 = 393 N/mm²

Unity Check = 346 / 393 = 0,88 -> voldoet

De toetsingen op vloeï en breuk voldoen.

Conform PPL paragraaf 11.7.5 dient rekening te worden gehouden met ankeruitval van één anker voor zowel de maatgevende ankerkrachten als de controle van de snedekrachten in de gording/constructie conform NEN9997-1, waarbij:

- De belasting op het uitgevallen anker dient gelijkmatig te worden herverdeeld op de 2 naastgelegen ankers. De buitenste ankers dienen dubbel te worden uitgevoerd. Ook de wand/gording dient de belasting bij ankeruitval op te kunnen nemen en te kunnen herverdelen. De ankerkracht bij ankeruitval wordt als volgt bepaald:

$$F_{A,max;uitval} = 1,5 \times F_{A,max;EEM, \text{stap 4}}$$

$F_{A,max;uitval} = 1,5 \times 434 \text{ kN/anker} = 651 \text{ kN/anker}$. Dit is niet maatgevend ten opzichte van bovenstaande toetsing op de rekenwaarde van de ankerkracht.

De gording is verder niet uitgewerkt, maar dient uiteraard in de verdere uitwerking worden meegenomen.

Toetsing Uittrekkraft anker (SS12), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker

Er geldt:

$$F_{A;gr;d} = \gamma_{F;A;gr} \times \gamma_{b;str,A} \times F_{A,max,EEM}$$

Waarin:

$F_{A;gr;d}$ Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp de grondmechanische draagkracht [kN/anker]

$\gamma_{F;A;gr}$ Belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle grondmechanisch draagkracht.

$\gamma_{b;str,A}$ Schematiseringsfactor ankerkracht voor constructief falen [-]

$F_{A,max,EEM}$ Maatgevende ankerkracht [kN/anker]

De belastingeffect-factor voor de grondmechanische draagkracht bedraagt 1,0 conform Figuur 3-6, de schematiseringsfactor bedraagt 1,2. De rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van het groutlichaam bedraagt 454 kN/anker, vermenigvuldiging met 1,0 x 1,2 leidt tot $F_{A;gr;d} = 545 \text{ kN/anker}$ bij een hart-op-hart afstand van 2,8 m.

De rekenwaarde van de uittrekkweerstand op het ankerlichaam (van grout) van de verankering $R_{a;d}$ moet getoetst worden aan de maximale ankerkracht $F_{A;gr;d}$:

$$F_{A;gr;d} \leq R_{a;d}$$

Waarin:

$F_{A;gr;d}$ Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de gording en de grondmechanische draagkracht [in kN/anker]

$R_{A;d}$ Rekenwaarde geotechnische weerstand groutlichaam conform NEN9997-1 hoofdstuk 8 [kN/anker]

$$R_{A;d} = \frac{R_{A;k}}{\gamma_{a;ULS}}$$

Waarin:

$\gamma_{A;ULS}$ Partiele factor, 1,35 conform Figuur 3-6

$R_{A;k}$ Karakteristieke waarde geotechnische weerstand groutlichaam [kN/anker]

$$R_{A;k} = \frac{(R_{A;m})_{min}}{ksi_{ULS}}$$

Waarin:

$R_{A;m}$ Gemeten weerstand anker door middel van proefbelastingen [kN]

ξ_{ULS} Correlatiefactor = 1,0, alle ankers worden beproefd.

Bij de bepaling van de rekenwaarde van de uittrekweerstand op het ankerlichaam (van grout) $R_{A;d}$ conform NEN 9997-1 dient rekening te worden gehouden met een reductie van de conusweerstand (q_c) door de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden, zoals aangegeven in PPL [6] §7.5.2.3.

In CUR166 wordt gesteld dat het verankeringslichaam tenminste 1 m onder de bovenzijde van de vaste zandlaag moet aanvangen, terwijl ter voorkoming van piping in een waterkering het groutlichaam juist 1 tot 2 m tot in de slappe lagen doorgezet moet worden (zie ook PPL [6] §11.13.2). De bijdrage van deze extra meters groutlichaam aan de houdkracht mogen echter niet in rekening worden gebracht in het ontwerp.

Het ontwerp en de toetsing van het groutlichaam dient te worden uitgevoerd op basis van de resultaten van nog uit te voeren grondonderzoek. Op basis van de beschikbare gegevens in bijlage B is onderstaand een inschatting gemaakt van de benodigde groutlichaamlengte.

Uitgaande van deze ankerkracht $F_{A;gr,d} = 545$ kN/anker wordt op basis van tabel 4.5 in deel 2 van CUR166 [4] en een q_c van 20 MPa een benodigde groutlichaamlengte van orde grootte 6 m ingeschat, rekening houdend met $\gamma_{a;ULS} = 1,35$. Uitgaande van de zandlaag onder NAP +4 m, leidt 6 m groutlichaamlengte tot een puntniveau van ongeveer NAP -1,25 m. De bovenzijde van het anker grijpt aan op NAP+13 m. De totale lengte van het anker bedraagt dan ongeveer 20 m. Horizontaal reikt het anker tot ongeveer 14,5 m achter de constructie.

Op dezelfde wijze wordt bij een q_c van 10 MPa een benodigde groutlichaamlengte van orde grootte 8 m ingeschat, rekening houdend met $\gamma_{a;ULS} = 1,35$. Uitgaande van de zandlaag onder NAP +4 m, leidt 8 m groutlichaamlengte tot een puntniveau van ongeveer NAP -2,5 m. De bovenzijde van het anker grijpt aan op NAP +13 m. De totale lengte van het anker bedraagt dan ongeveer 22 m. Horizontaal reikt het anker tot ongeveer 15,5 m achter de constructie.

Tijdens de realisatie van de ankers dient de uittrekweerstand van de ankers te worden gecontroleerd. De aan te houden verdeling van de controle en langeduurproeven is aangegeven in PPL [6] §7.5.2.3. Voor een beschrijving van de verschillende beproevingswijzen (controle, geschiktheid (lange duur), bezwijken) ter bepaling van de houdkracht wordt verwezen naar hoofdstuk 7 van de CUR166 [4].

Voor een deel staat de bebouwing op circa 17 m uit de damwand. Hier wordt dus voldaan aan de benodigde horizontale reikwijdte van het anker in gebieden met een lage conusweerstand van 10 MPa. Voor een deel staat de bebouwing ook op een kortere afstand tot minimaal circa 13,5 m. De conusweerstand lijkt hier vooralsnog 20 MPa of hoger zodat een horizontale reikwijdte van het anker van 14,5 m zou moeten worden toegepast bij een ankerhoek van 45 graden. Waar slechts 13,5 m ruimte aanwezig is dienen de ankers onder een hoek van 48 graden te worden aangebracht. Dit zal een beperkte extra verticale belasting in de damwand opleveren. Het ontwerp zal hier niet door wijzigen. Bij de eventuele verdere uitwerking dient het beschikbare ruimtebeslag te worden meegenomen.

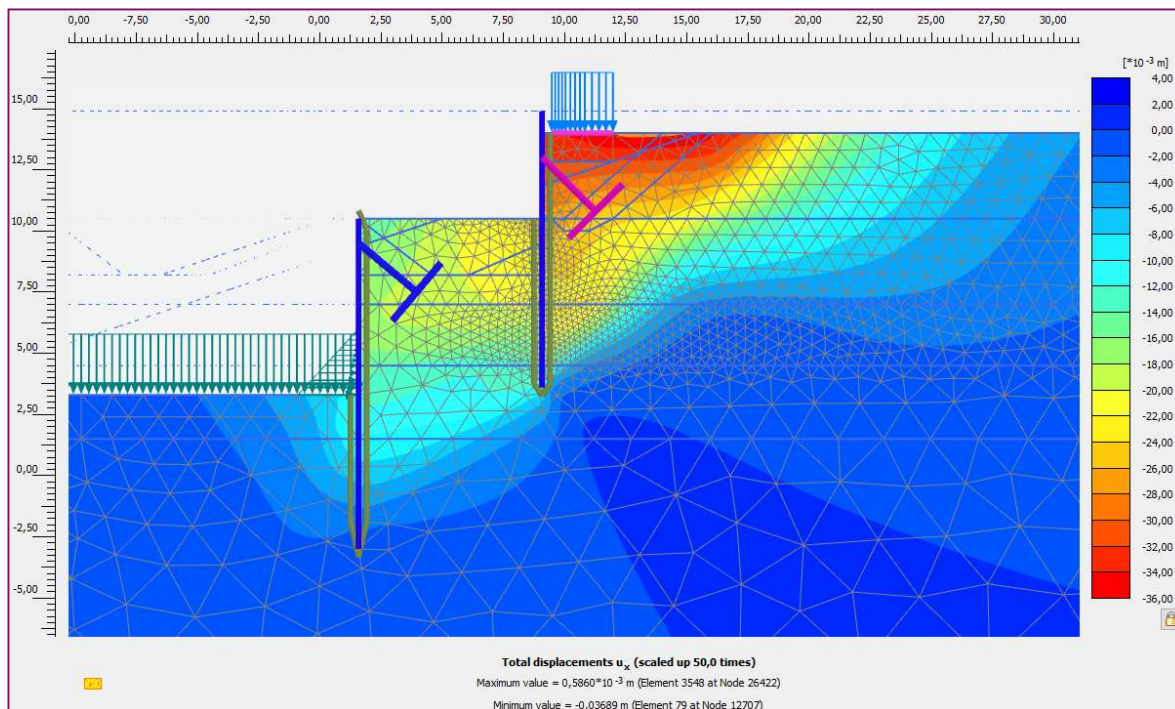
Toetsing Vervormingen door hoogwaterbelasting

De toetsing op vervorming is uitgevoerd op basis van stap 4b. De berekeningsresultaten zijn gegeven in Tabel 6-6.

Tabel 6-6 Berekeningsresultaten maximale vervormingen stap 4b (BGT)

Belastingssituatie	Schematisering smalle lage kade wand hor./vert. [mm] [mm]		Schematisering brede lage kade vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]		Maatgevende waarde vervorming wand hor./vert. [mm] [mm]	
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	19,8	18,8	14,7	14,1	19,8	18,8
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN)	-3,6	-4,0	-1,0	-4,2	-3,6	-4,2
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade	12,6	5,6	10,6	3,6	12,6	5,6
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade	16,3	12,8	13,0	9,5	16,3	12,8
Lage waterstand NAP +6,0 m	36,4	34,2	24,3	22,6	36,4	34,2
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT)	1,6	8,0	2,1	1,1	2,1	8,0

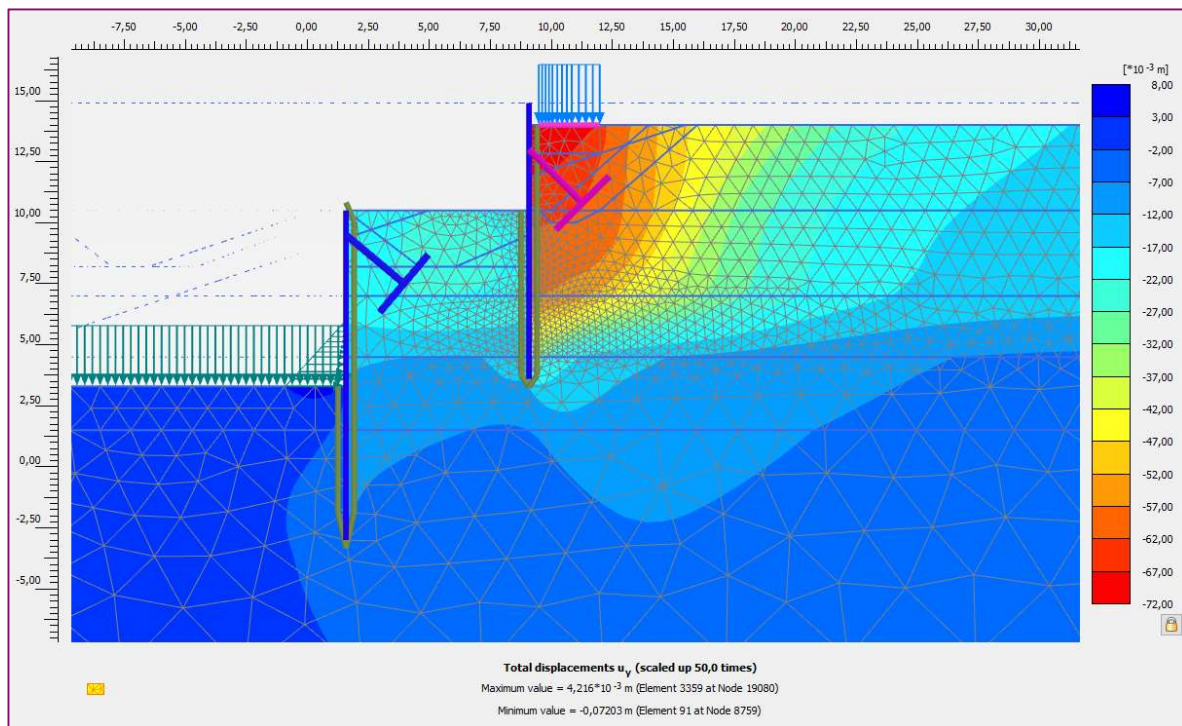
Op de berekende vervormingen is een vervormingsfactor $\gamma_{d,vervorming}$ van 1,3 van toepassing. Er wordt ruimschoots voldaan aan de eisen vanuit de PPL en PPE (maximale kruinzakking over 3 m van 0,10 m, maximaal 0,1 m horizontaal verschilverplaatsing tussen binnenteen en buitenteen en maximaal 0,1 m aan horizontale wandverplaatsing ten gevolge van de WBN en al dan niet in combinatie met verkeersbelasting). Dit geldt enkel bij belasting met hoogwater. In dit geval treedt de vervorming op bij lage waterstanden. Conform TUN [1] wordt als criterium een toelaatbare horizontale vervorming van $1/100^e$ van de kerende hoogte gehanteerd. De kerende hoogte in de berekening bedraagt 3,5 m. De berekende waarde dient derhalve lager te zijn dan $1/100^e \times 3,5 \text{ m} / 1,3 = 27 \text{ mm}$. Aan dit criterium wordt bij elke situatie voldaan, met uitzondering van een lage waterstand van NAP+6,0 m waarbij de horizontale vervorming oploopt tot ruim 32 mm voor een belangrijk deel veroorzaakt door de extra vervorming van de lage kadewand. In onderstaande Figuur 6-4 is de horizontale grondvervorming ten gevolge van de lage waterstand van NAP+6,0 m opgenomen. In Figuur 6-6 is de vervorming van de damwand opgenomen.



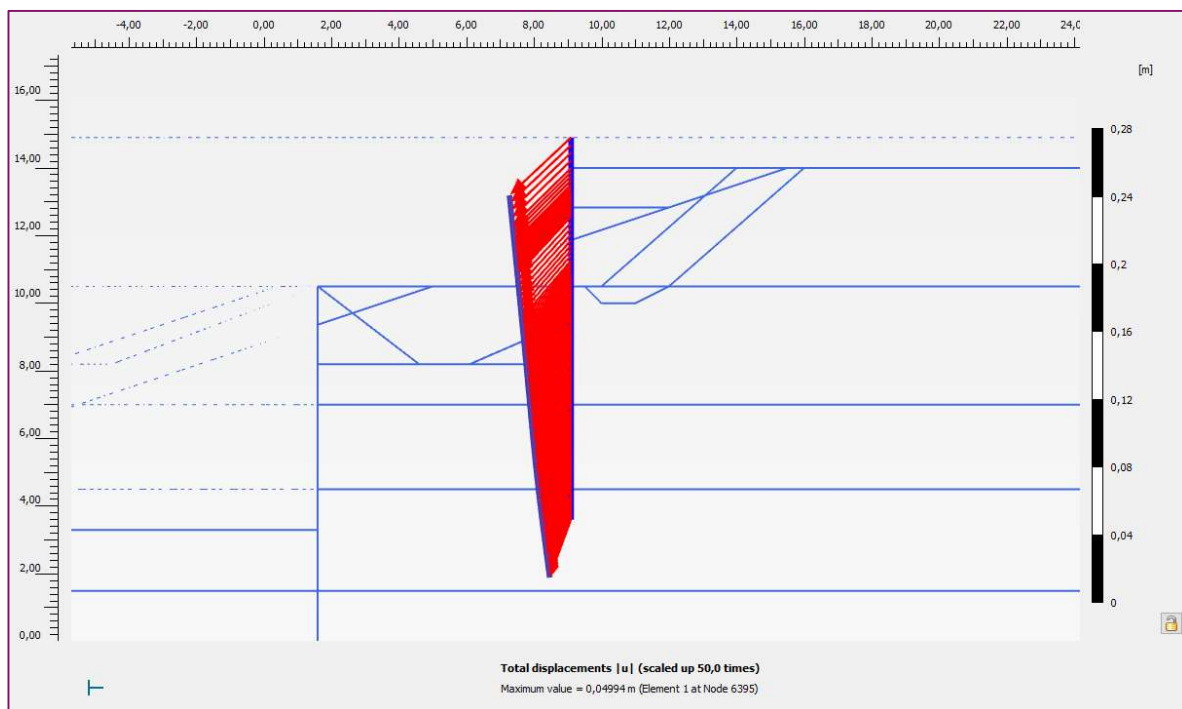
Figuur 6-4 Horizontale grondvervorming bij waterstand NAP+6,0 m

In principe is inperking van de horizontale vervorming oplosbaar door de damwand dieper aan te brengen, wat bij de smalle kade onwenselijk is in verband met de aanwezigheid van de ankers van de lage kade, of door meer voorspanning toe te passen al dan niet met een ander ankerniveau. Gezien echter de beperkte overschrijding, met name door de vervormingsfactor, en de grootte van de vervorming wordt geadviseerd om het vervormingscriterium te verhogen naar 50 mm, aangezien de vervorming geen consequenties heeft voor het waterkerend vermogen. Hiermee wordt nog ruimschoots voldaan aan de in de PPE aangegeven 0,1 m kruindaling over een breedte van 3 meter, 0,1 m horizontale verschilverplaatsing tussen binnenteen en buitenteen en de aangegeven maximaal 0,1 m horizontale wandverplaatsing voor stabiliteitswanden.

Direct achter de hoge kade wordt een zakking berekend van 70 mm ten gevolge van het optreden van de lage waterstand NAP+6 m in combinatie met de bovenbelasting. De bovenbelasting is voor het eerst aanwezig boven de aanvulling naast de hoge kade. Door dit voor te belasten bij aanleg zal de directe zakking verminderen evenals de uitbuiging van de damwand waardoor de zakking aanmerkelijk te verminderen is. Bovendien heeft de lage kade de lage waterstand al eens gehad, zodat de grondvervorming in werkelijkheid lager zal zijn.



Figuur 6-5 Verticale grondvervorming bij waterstand NAP+6,0 m



Figuur 6-6 Vervorming damwand bij waterstand NAP+6,0 m

In Figuur 6-5 is de berekende verticale grondvervorming weergegeven bij een waterstand van NAP+6,0 m. Aangezien het verticale evenwicht van de damwand wordt beschouwd is de aparte eis die voorheen in de PPL was gesteld aan de zakking van de damwand van maximaal 0,02 m komen te vervallen. Bij de lage waterstand van NAP+6,0 m is de berekende zakking van de wand 0,035 m, wat voor een deel (circa 0,01 m) komt door samendrukking van onderliggende lagen ten gevolge van de waterstandsval. Voor de damwand maakt deze zakking in principe niet uit, maar het anker zal meezakken met de damwand. Daarom is het van belang dat bij de detaillering van de aansluiting van het anker aan de damwand de aanwijzingen vanuit de PPL worden gevolgd: scharnierend opgelegde ankers en voldoende flexibiliteit rond de doorvoer met de damwand.

Invloed op de lage kade

De invloed van de bouw van de nieuwe hoge kade op de bestaande lage kade is voor de eindsituatie beschouwd door in Plaxis de fasen 1g en 2d met elkaar te vergelijken. Ter beoordeling van de invloed zijn de momenten in de damwand van de lage kade en de ankerkrachten van de ankers in de lage kade vergeleken in beide fasen. De berekende waarden zijn aangegeven in Tabel 6-7 en Tabel 6-8.

Tabel 6-7 Berekeningsresultaten moment in damwand lage kade

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade moment in damwand lage kade 1g / 2d		Schematisering brede lage kade moment in damwand lage kade 1g / 2d		Maatgevende waarde moment in damwand lage kade 1g hoger dan 2d?
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	116	119	123	123	Nee

Tabel 6-8 Berekeningsresultaten kracht in anker lage kade

Belasting situatie	Schematisering smalle lage kade kracht in anker lage kade 1g / 2d		Schematisering brede lage kade kracht in anker lage kade 1g / 2d		Maatgevende ankerkracht lage kade 1g hoger dan 2d?
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m	363	373	358	356	Nee

Uit vergelijking blijkt dat de momenten in de damwand van de lage kade en de ankerkracht in stap 2d nagenoeg gelijk blijven aan die van stap 1g bij de brede kade en heel beperkt toenemen bij de smalle kade. Op basis hiervan is afgeleid dat de invloed veroorzaakt op de lage kade door de nieuwe hoge kade acceptabel is.

6.3 Dimensionering betonwand

De wand op de betonsloof wordt een gemodelleerd als een vrij uitkragende ligger met een lengte van 2,0-3,0 m. Op basis van het maximale moment in de wand wordt gecontroleerd of sprake is van een realistische hoeveelheid benodigde wapening. Het maximale moment treedt op in de snede tussen sloof en wand. Wanddikte en hoofdwapening voor deze snede worden gecontroleerd.

De (horizontale) belasting op de wand wordt benaderd als een gelijkmatig verdeelde belasting, bepaald op basis van gemiddelde waarde van de neutrale gronddruk door grondbelasting plus bovenbelasting.

$$\begin{aligned}
 M_{s;d} &= \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot l^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot q_{rep} \cdot 3,0^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \cdot 1,35 \cdot ((0,5 \cdot 3 \cdot 18 \cdot 0,5)/2) + (0,5 \cdot 13,3) \cdot 3,0^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1,35 \cdot 16,8 \cdot 3,0^2 \\
 &= 122,4 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Uitgangspunten:

- Constructieklasse S6 (ontwerplevensduur 100 jaar);
- Milieuklasse XC4/XF4;
- Betonkwaliteit C30/37;
- Wapening B 500B met een rekenwaarde voor de toelaatbare spanning $f_{yk} = 435 \text{ N/mm}^2$;
- Wanddikte: 500 mm, nuttige hoogte bij staafdiameter $\varnothing 16 \text{ mm}$, $d = 500 - 50 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 442 \text{ mm}$;

$$A_s = M_{s,d} / (f_{yk} \cdot 0,85d)$$

Hieruit volgt een wapening van $122,4 \times 10^6 / 435 \times 0,85 \times 442 = 748 \text{ mm}^2/\text{m}$ wat overeenkomt met een wapening $\varnothing 16-250$ ($804 \text{ mm}^2/\text{m}$).

In de betonwand en sloof worden blijvende voegen voorzien om scheurvorming in de wand te voorkomen. Er wordt voorlopig uit gegaan van in het werk gestorte wandmotten van 18 m^1 . Voor de voegen wordt toepassing van een grond- en waterdicht voegprofiel (bijv. W9U) voorzien.

6.4 Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]. Op basis van deze hoogte wordt voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De bekleding heeft een cosmetische functie en wordt bevestigd aan de stalen damwand. De bekleding is geen onderdeel van de waterkering.

Heave en piping

De nieuwe stalen damwand biedt weerstand tegen piping en heave, zowel in binnendijkse richting als rivierwaarts bij een val na hoog water. Hiermee is de veiligheid tegen piping en heave in de nieuwe situatie aanzienlijk gunstiger dan in de huidige situatie.

6.5 Uitvoering

De nieuwe stalen damwand wordt op 0-1 m boven het niveau van de lage kade afgeheid, waarna de betonsloof en de hierin geïntegreerde damwandverankering wordt gemaakt. Ontgraving en sloop van de bestaande constructie is beperkt nodig; alleen als de nieuwe keringslijn op of achter de bestaande kade ligt, zal er sprake zijn van een tijdelijke ontgraving. Behoud van bomen op de hoge kade is op deze locaties niet mogelijk. Voor meer details over deze locatie wordt verwezen naar de ontwerptekeningen [14].

Na afronding van de damwand met sloof en verankering kan de afbouw starten, waarbij de betonwand in de gewenste vorm/schuine op de sloof wordt gebouwd. De bekleding van basalt wordt tegen de wand gemetseld.

6.6 Conclusies uit de berekeningsresultaten

Op basis van de berekeningen wordt geconcludeerd dat de het ontwerpconcept technisch haalbaar is.

Ten behoeve van de inschatting van de kosten kan worden uitgegaan van:

- Damwand AZ26-700 of AZ18-700 van kruin (NAP+14,0 m) tot NAP+3,6 m;
- Diagonale groutankers 50T, hart-op-hart 2,8 m onder een hoek van 45 graden en voorspanning 280 kN/anker. Totale lengte 20 à 22 m, groutlichaamlengte 6 à 8 m, inclusief gording.

Nadere aandacht dient te worden besteed aan de interactie tussen de nieuwe wand en het riool in de lage kade. Dit is met name van toepassing in het deel van het tracé waar het riool relatief dicht langs de wand is gesitueerd (hart riool op minder dan circa 6 à 7 m vanaf de nieuwe wand). De damwandoplossing lijkt minder gevoelig voor de riolering dan de wand op palen.

De stalen damwand is een nagenoeg waterdichte constructie, die afstroming van het freatisch grondwater naar de rivier belemmert. Nadere beschouwing hiervan op basis van aanvullend grondonderzoek is nodig. Er moet rekening worden gehouden met het perforeren van de kleilaag of de stalen damwanden om dit effect te voorkomen.

Bij de verdere uitwerking van het alternatief verankerde damwand zal voor de bepaling van de uitvoerbaarheid in verband met obstakels nader onderzoek moeten worden uitgevoerd naar de locaties en samenstelling van de eventuele obstakels. Bij het komende grondonderzoek zijn daarom boringen opgenomen. Op basis hiervan kan het risico op aantreffen van obstakels in de ondergrond beter worden ingeschat.

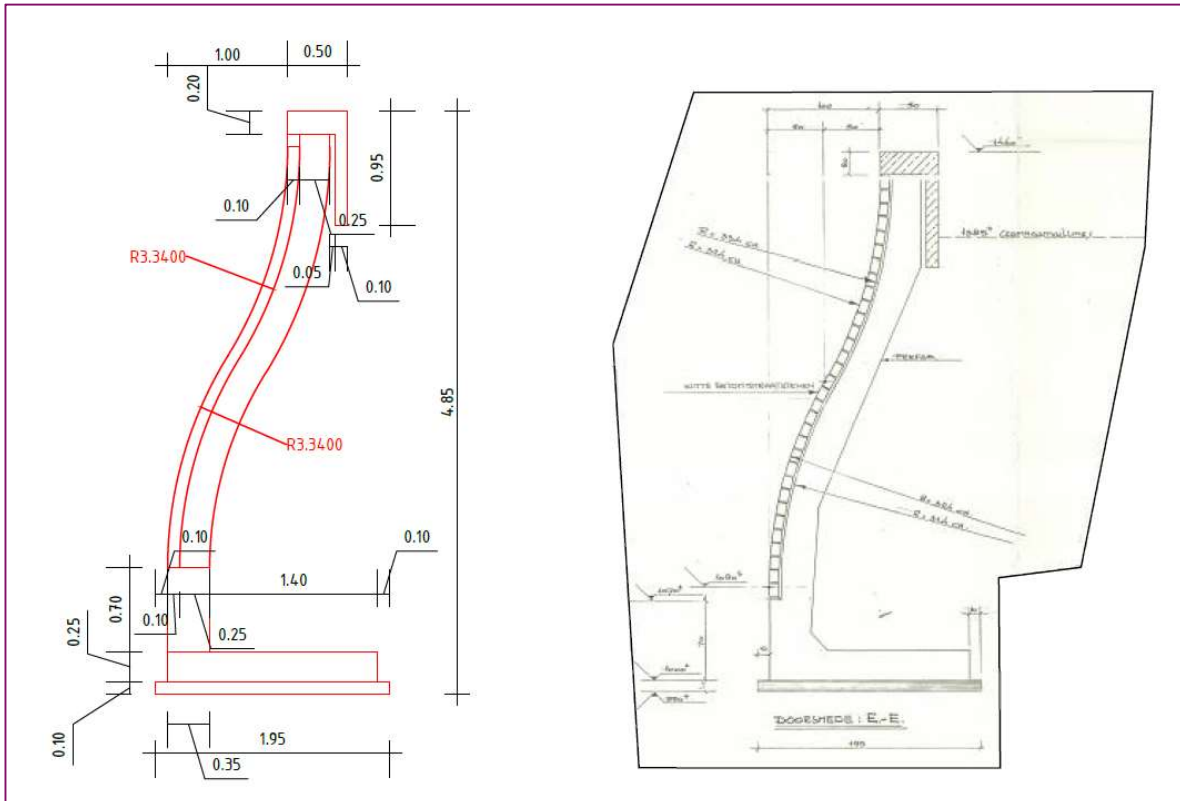
In de huidige berekening is aangehouden dat er geen bodemdaling plaatsvindt en dat de ophoging/aanvulling die noodzakelijk is voorafgaande aan het aanbrengen van de constructie wordt voorbelast, waarna de constructie pas wordt aangebracht nadat de restzettingen zijn gereduceerd tot nihil. Hierdoor hoeft geen rekening te worden gehouden met een extra ankerkracht ten gevolge van zakkende grond.

7 Versterking bestaande keerwanden

7.1 Algemeen

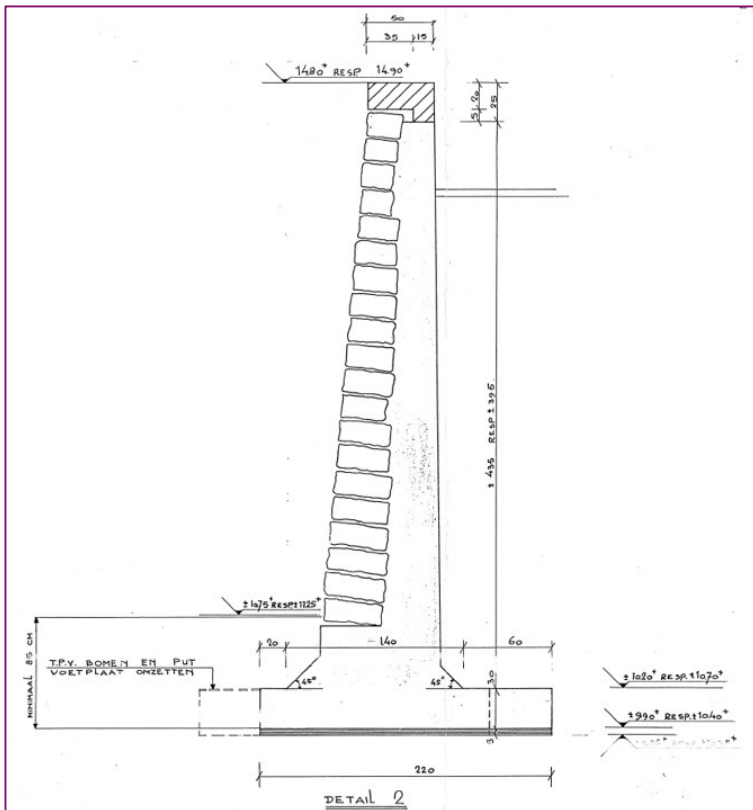
De te versterken keerwanden in het project betreffen:

Bestaande keerwand nabij het Roermondsplein, Figuur 7-1.



Figuur 7-1 kenmerkende doorsnede bestaande keerwand Roermondsplein

Bestaande keerwand nabij het museum Airborne at the Bridge, Figuur 7-2.



Figuur 7-2 kenmerkende doorsnede bestaande keerwand nabij Airborne at the Bridge

ABT heeft in september 2020 vastgesteld dat de verwachte levensduur minimaal 50 tot 100 jaar zal zijn bij gelijkblijvende omstandigheden. Daarbij is op basis van de druk- en splijttreksterktetesten geconcludeerd dat de betonconstructie van de kademuren een betonkwaliteit van C60/75 of hoger heeft. Handhaving en versterking is daarmee een haalbare oplossing.

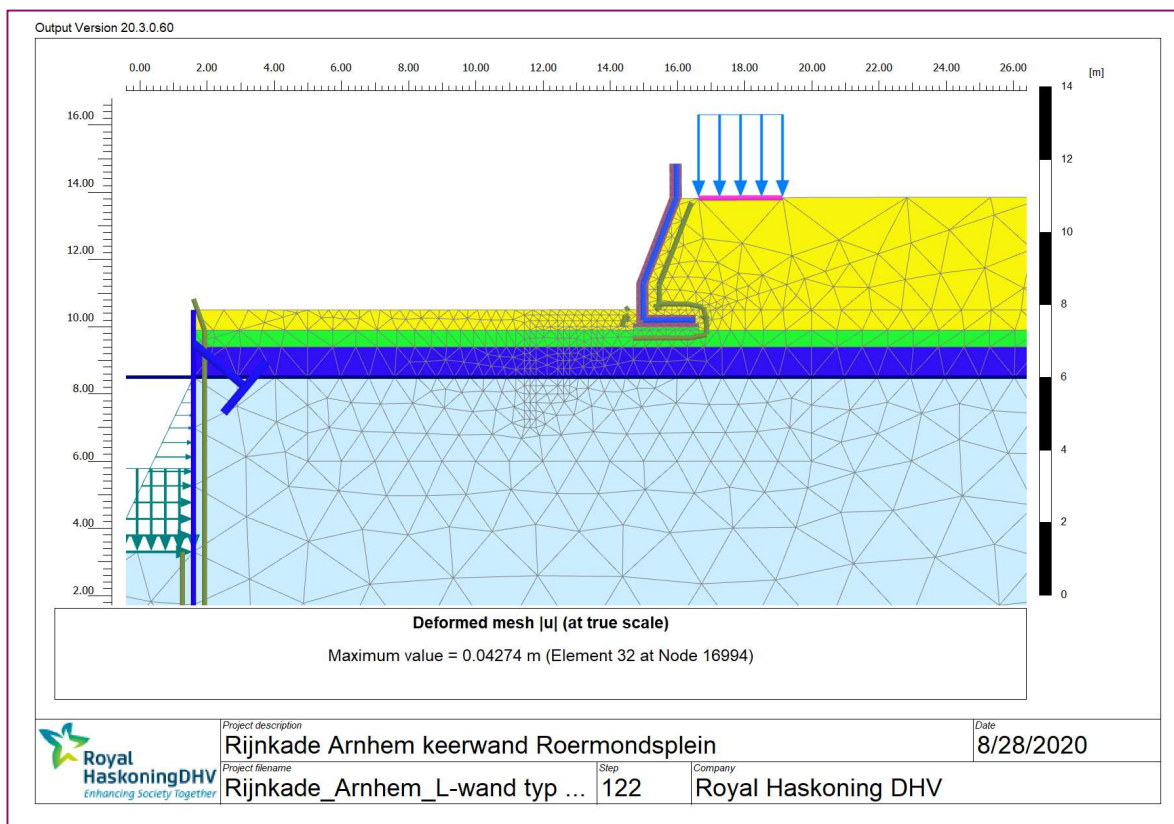
De bestaande doorsneden zijn op stabiliteit en draagkracht getoetst in [8]. In de toetsing is geconstateerd dat de geotechnische draagkracht / stabiliteit van de ondergrond onvoldoende is. Als oplossingsrichting is in het VKA aangegeven dat het draagvermogen kan worden gewaarborgd door een 5,5 m diepe damwand direct voor de voet te plaatsen. Bij de uitwerking van de maatregel is echter beoordeeld dat dit tot een ongewenst risico leidt ten aanzien van trillingen en vervormingen van de bestaande wand.

Als alternatief voor de VKA oplossing is onderzocht hoe een geometrische aanpassing van de voorzijde van de betonvoet globaal zou kunnen worden vormgegeven zodat het draagvermogen voldoet. Randvoorwaarde hierbij is dat er geen damwand wordt aangebracht aangezien de bijbehorende risico's ten gevolge van trillingen op de bestaande constructie als onwenselijk zijn beoordeeld. Als alternatief is gekeken naar een oplossing waarbij de voet van de keerwand aan de zijde van de lage kade wordt verbreed en verdiept door middel van een verticale betonrand / betonwand. Ten aanzien van de geometrie van de aanpassing is hierbij gehanteerd dat geen ontgraving binnen een lijn van 45 graden vanaf de onderzijde van de bestaande voet mag plaatsvinden. Voor de analyse van de bestaande keerwanden is gebruik gemaakt van Plaxis 2D version 20.03.00.60.

7.2 Bestaande keerwand Roermondsplein

Voor de geotechnische analyse van de keerwand is uitgegaan van de grondopbouw zoals aangegeven in rapport [8]. De berekening in Plaxis is uitgevoerd met het grondmodel 'Hardening Soil' waarbij gedraineerde grondparameters zijn gebruikt zoals aangegeven in bijlage E.

De opzet van het Plaxis model is gegeven in Figuur 7-3.



Figuur 7-3 Plaxis model keerwand Roermondsplein

In het Plaxis model is in eerste instantie de bestaande keerwand doorgerekend met een gemiddeld grondwaterstand van NAP +8,5 m. Vervolgens is een waterstandsverschil van 0,45 m geschematiseerd overeenkomstig [8]. Indien dit voldoet is een waterstandsverschil van 1,2 m gehanteerd (1 m verval ten gevolge van 'val na hoog water' + 0,2 m verlaging door retourstroming van een passerend schip. In alle situaties is rekening gehouden met bovenbelasting achter de keerwand conform TUN.

Aangezien de berekeningen een verkennend karakter hebben zijn de berekeningen uitgevoerd met representatieve grondparameters waarbij de veiligheid is beoordeeld door middel van 'phi-c reductie' in Plaxis. De phi-c reductie is ongedraineerd uitgevoerd (Undrained A optie in Plaxis). Als criterium is een benodigde veiligheid van ongeveer 1,25 aangehouden op basis van een materiaalfactor op de gedraineerde sterkte van 1,2 en een belastingfactor op variabele bovenbelasting van 1,1 conform Eurocode 7 RC2. Voor een gedetailleerde analyse dient in een volgend stadium wellicht een berekening met partiele factoren te worden uitgevoerd.

Bovenstaande belastingsituaties zijn toegepast op de bestaande geometrie. De berekening bevestigt dat de bestaande keerwand onvoldoende stabiel is. Vervolgens is de voet aan de voorzijde (lage zijde) 1 m verbreed en is een verticale 'betonwand' van 1 m diep geschematiseerd. In deze geometrie voldoet de belastingsituatie 'val na hoog water' nog niet. Als volgende stap is de voet aan de voorzijde (lage zijde) 2 m verbreed en is een verticale 'betonwand' van 2 m diep geschematiseerd. Dit leidt tot een voldoende stabiele keerwand onder alle geschematiseerde belastingsituaties.

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Tabel 7-1. Enkele kenmerkende rekenresultaten zijn grafisch weergegeven in Bijlage H1.

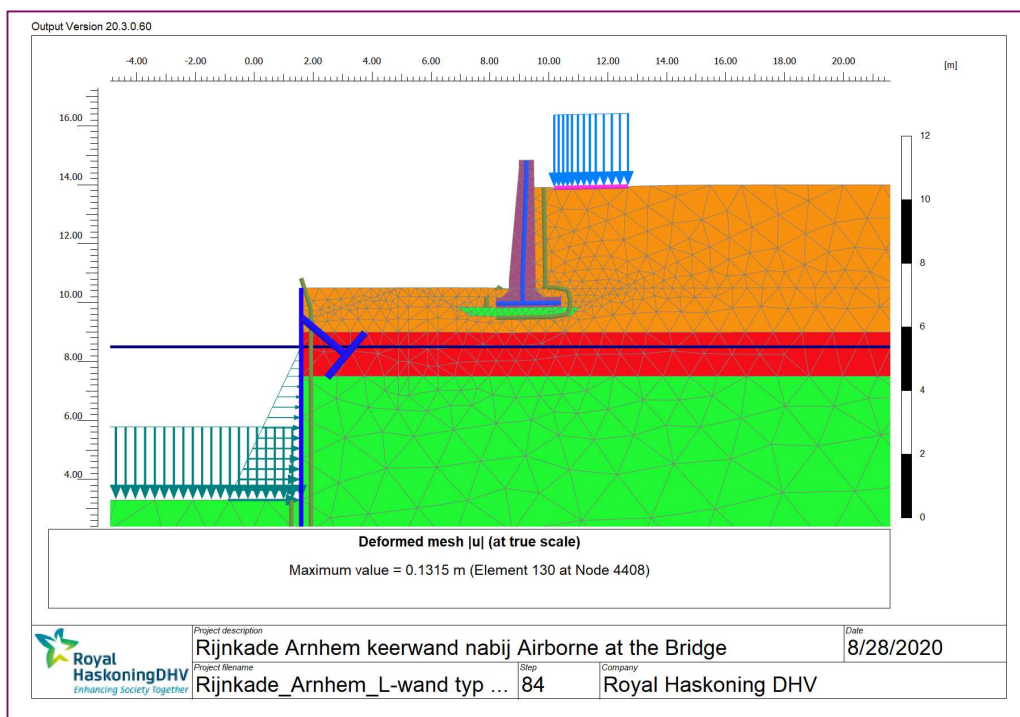
Tabel 7-1 Berekeningsresultaten keerwand Roermondsplein

Geometrie	Situatie gemiddelde waterstand NAP +8,5 m [Stabiliteitsfactor]	Situatie 0,45 m verval met hoge waterstand NAP +11,3 m [Stabiliteitsfactor]	Situatie val na hoog water met hoge waterstand gelijk aan hoge kade (NAP +13,85 m) en lage waterstand 1,2 m lager dan hoge kade. [Stabiliteitsfactor]
Bestaande geometrie	1,07	<1	<1
Voorzijde 1 m verbreed en betonwand 1 m diep	1,35	1,17	<1
Voorzijde 2 m verbreed en betonwand 2 m diep	1,97	1,67	1,31

7.3 Bestaande keerwand nabij museum Airborne at the Bridge

Voor de keermuur nabij museum Airborne at the Bridge is dezelfde aanpak gehanteerd als beschreven in §7.2. In plaats van een waterstandsverschil van 0,45 m zoals gehanteerd in §7.2 is een waterstandsverschil van 1,0 m geschematiseerd overeenkomstig het gemiddeld aangehouden verschil in [8]. Een ander verschil is dat tevens is gekeken naar een grotere verbreding / verdieping van de fundatie tot een afmeting van 3 x 3 m ter verkenning van de invloed hiervan.

De opzet van het Plaxis model is gegeven in onderstaande figuur.



Figuur 7-4 Plaxis model keerwand nabij museum Airborne at the Bridge

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Tabel 7-2. Uit de berekeningsresultaten is afgeleid dat een verbredening / verdieping van de fundatie van orde grootte 2,2 m volstaat. Enkele kenmerkende rekenresultaten zijn grafisch weergegeven in Bijlage H2.

Uit de grafische rekenresultaten is af te leiden dat bij een verbredening / verdieping van de fundatie met 2 m of meer, er een belastingeffect zou kunnen ontstaan op de damwand van de lage kade. Dit effect dient in vervolgfase nader te worden beschouwd.

Tabel 7-2 Berekeningsresultaten keerwand nabij museum Airborne at the Bridge

Geometrie	Situatie gemiddelde waterstand NAP +8,5 m [Stabiliteitsfactor]	Situatie 1,0 m verval met hoge waterstand NAP +11,5 m [Stabiliteitsfactor]	Situatie val na hoog water met hoge waterstand gelijk aan hoge kade (NAP +14,0 m) en lage waterstand 1,2 m lager dan hoge kade. [Stabiliteitsfactor]
Bestaande geometrie	1,08	<1	<1
Voorzijde 1 m verbreed en betonwand 1 m diep	1,27	<1	<1
Voorzijde 2 m verbreed en betonwand 2 m diep	1,45	1,27	1,21
Voorzijde 3 m verbreed en betonwand 3 m diep	1,75	1,70	1,47

7.4 Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]. Uitgangspunt voor de te versterken wanden is dat de bestaande hoogte voldoet. Vanuit het oogpunt van zicht en vormgeving wordt de hoogte van de bestaande keerwand bij de Sabelpoort wel verhoogd, zodat 1 kadelijn kan worden gerealiseerd. Op basis hiervan wordt voor de te versterken delen voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De bestaande bekleding heeft een cosmetische functie; de betonconstructie erachter is de dragende constructie die de waterkering in stand houdt. De bekleding is daarmee dus geen onderdeel van de waterkering.

Heave en piping

De voorgestelde uitbreidingen aan de voet van de keermuren geven een hogere weerstand tegen piping en heave, zowel in binnendijkse richting als rivierwaarts bij een val na hoog water. Hiermee is de veiligheid tegen piping en heave in de nieuwe situatie aanzienlijk gunstiger dan in de huidige situatie en wordt voldaan aan de eisen.

7.5 Conclusies uit de berekeningsresultaten

Geotechnische analyse van de kenmerkende doorsneden van de bestaande keermuren ter hoogte van het Roermondsplein en nabij het museum Airborne at the Bridge tonen aan dat de bestaande constructies geotechnisch niet voldoende stabiel zijn.

Uitgangspunt is dat de stabiliteit van de bestaande constructies tot het benodigde niveau van nieuwe constructies dient te worden verbeterd. De verbetering dient trillingsvrij te kunnen worden uitgevoerd. Hiertoe is in eerste instantie het aanpassen van de fundatie aan de voorzijde voorzien.

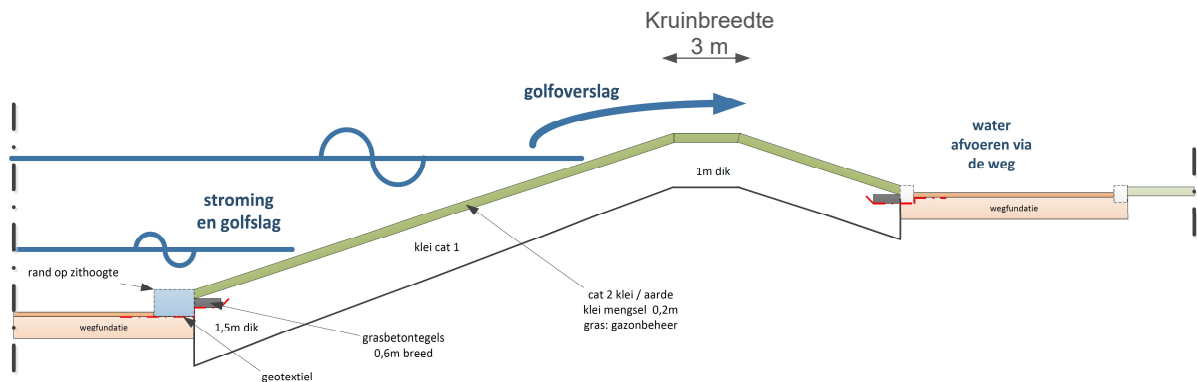
Om de bestaande constructies voldoende stabiel te maken dient rekening te worden gehouden met een benodigde verbreding en verdieping van de fundatie met orde grootte 2,0 m ter plaatse van het Roermondsplein en 2,2 m nabij het museum Airborne at the Bridge. Belangrijk aandachtspunt hierbij is dat er bij voornoemde aanpassing aan de fundatie raakvlak ontstaat ter plaatse van smalle delen van de lage kade. Dit raakvlak kan naar verwachting worden voorkomen indien de fundering wordt aangepast in combinatie met verankering.

Gezien de afmetingen van de versterkingen dient nader vastgesteld te worden over welke lengten de versterking gelijktijdig kan worden aangebracht en onder welke belastingscondities van de keerwanden

8 Groene kade/talud

8.1 Principe ontwerp Groene Balkon

Onderstaande afbeelding geeft het principe ontwerp van de waterkering ter plaatse van het Groene Balkon.



Figuur 8-1 Ontwerp groen talud/groene kade

Er is gekozen voor een erosiebestendige bekleding van 1 m klei cat. 1, waarop een laag teelaarde van 0,2 m dik wordt aangebracht. Deze keuze is in lijn met het Technisch Rapport Klei voor Dijken. Het Groene Balkon ligt deels onder de Nelson Mandelabrug. Op deze locatie is een grasmat niet mogelijk. In dat geval kan de 0,2 m teelaarde worden vervangen door een straatlaag met bestrating.

8.2 Toetsing overige faalmechanismen OI2014v4

Overloop en Overslag

De hoogte van de constructie is aangegeven in TUN [1]. De hoogte voor de groene kade is robuust gekozen zodat het toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m niet worden gehaald. Op basis hiervan wordt voor de te versterken delen voldaan aan Overloop en Overslag.

Beschadiging bekleding en erosie

De kleibekleding beschermt de waterkering voldoende tegen erosie. Daarbij geldt dat extra sterkte kan worden ontleend aan de grasbekleding.

Heave en piping

Dit faalmechanisme is voor de oplossing met een groen talud, waarachter zich een hoog achterland bevindt niet relevant.

9 Randbeveiliging kades

Het niveau van de hoge kade ligt ongeveer 3 meter hoger dan het niveau van de lage kade. Volgens het Bouwbesluit (art. 2.17) is bij een hoogteverschil groter dan 1 m een vloerafscheiding vereist. Het bovenste deel van de keerwand steekt boven het maaiveld van de hoge kade uit en moet ter plaatse als een vloerafscheiding worden gezien. In het Bouwbesluit worden eisen gesteld aan de vorm en afmeting van een vloerafscheiding.

Op grond van § 2.3.1 Nieuwbouw, Artikel 2.18 lid 4 mag met een borstwering met een hoogte van 70 cm worden volstaan, indien de hoogte en de breedte van de afscheiding samen ten minste 110 cm zijn. In de huidige situatie wordt niet voldaan aan deze eisen. Slechts op enkele plekken is wel een leuning aangebracht, zie ook onderstaande foto's.



Afrit oostelijk van de John Frostbrug; geen leuning terwijl deze er wel zou moeten zijn.



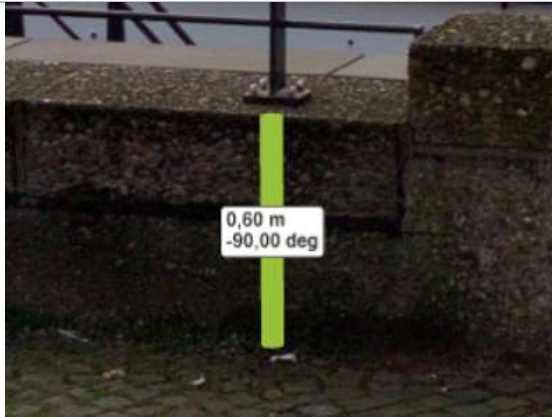
Trap oostelijk van de Nelson Mandelabrug; plaatselijk een leuning.



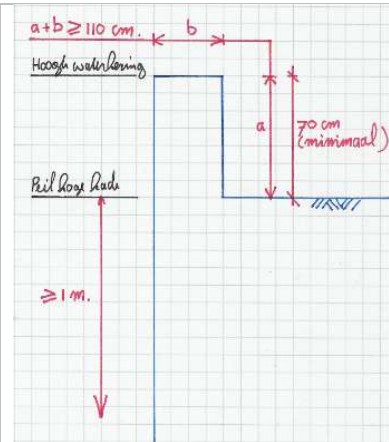
Afrit oostelijk van Nelson Mandelabrug; ook hier geen leuning.



Leuningen bij trappartij Jansbeek



Hoogtemeting (locatie nabij doorvoer Jansbeek)



Afmetingen randbeveiliging (Bouwbesluit)

Voor het ontwerp van de nieuwe kades geldt dat in ieder geval bij de op- en afritten en langs de trappen zal moeten worden voorzien in randbeveiligingen, in de vorm van een hoge borstwering met voldoende afmetingen of een leuning.

10 Conclusies en aanbevelingen

10.1 Algemeen

In dit rapport zijn op basis van de beschikbare gegevens verschillende opties uit het voorkeursalternatief (VKA) nader verkend ten aanzien van technische haalbaarheid en benodigde constructieafmetingen. In het afwegingskader [13] zijn keuzes voorgesteld voor de meest wenselijke oplossing per traject gegeven de kwalitatieve verschillen van de alternatieven. De daar gemaakte keuzes zijn opgenomen in de tekeningen van het referentieontwerp [14]. Voor het grootste deel van de vervanging is voorkeursvariant een verankerde damwand. Ter plaatse van het deel van de kade dat vervangen dient te worden en waar verbreding is gepland wordt de toepassing van een Betonnen keerwand (L-wand) op staal voorzien. Ter plaatse van de delen die versterkt dienen te worden is sprake van bestaande L-wanden waar de fundatie van wordt verbeterd.

Parallel hieraan worden nog nadere conditionerende onderzoeken uitgevoerd, onder andere grondonderzoek en onderzoek naar de constructieve staat van de huidige constructies die voor versterking in aanmerking komen. Deze kunnen nog invloed hebben op de dimensies in dwarsprofiel, waarbij ontwerp- en (kosten)optimalisatie naar verwachting mogelijk is.

10.2 Conclusies

10.2.1 Verankerde wand op palen

Ten aanzien van een verankerde wand op palen kan ten behoeve van de inschatting van de kosten worden uitgegaan van:

- Verbuisd aangebrachte ankerpalen met paalpuntniveau NAP -8 m die worden afgeperst. Paaldiameter 200 mm. Staalelement in de paal $\varnothing 108\text{ mm} \times 12,5\text{ mm}$ over de bovenste 6 m, vervolgens $\varnothing 70\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ te verbinden met een koppelstuk. Bovenzijde paal circa NAP +9,5 m. De bovenste meter van de paal dient te worden voorzien van een opgelaste staaf of vergelijkbare versterking. Hart-op-hart afstand gelijk aan de hart-op-hart afstand van de bestaande groutankers van de lage kade, met een maximum van 2,8 m.
- Dekslorf op de palen, circa 0,8 m dik, onderzijde NAP +9,5 m
- Wand, onderzijde circa NAP +10,3 m, met een dikte van 0,3 m en een bekledingsdikte van 0,2 m
- Diagonale GEWI-ankers 50T, hart-op-hart 1,8 m. Totale lengte 18 à 19 m, groutlichaamlengte 6 à 8 m.
- Erosiedoek 3 m breed aan de zijde van de lage kade

10.2.2 Betonnen keerwand

Om de bestaande constructies voldoende stabiel te maken is verbreding en verdieping van de fundatie aan de buitenzijde voorzien. Er is gekeken naar een oplossing waarbij de voet van de keerwand aan de zijde van de lage kade wordt verbreed en verdiept door middel van een verticale betonrand / betonwand. Ten aanzien van de geometrie van de aanpassing is hierbij gehanteerd dat geen ontgraving binnen een lijn van 45 graden vanaf de onderzijde van de bestaande voet mag plaatsvinden. De geschatte benodigde afmetingen van de aanpassing ter plaatse van het Roermondsplein betreffen orde grootte 2,0 m verbreding en verdieping en nabij museum Airborne at the Bridge 2,2 m verbreding en verdieping.

10.2.3 Gewapende grond

Gewapend grond is een mogelijke oplossing als voldoende ruimte (strook van minimaal 10 m vrije ruimte) beschikbaar is.

10.2.4 Verankerde damwand

Ten aanzien van de verankerde damwand kan ten behoeve van de inschatting van de kosten worden uitgegaan van:

- Damwand AZ26-700 of AZ18-700 van kruin (NAP+14,0 m) tot NAP+3,6 m;
- Diagonale GEWI-ankers 50T, hart-op-hart 2,8 m onder een hoek van 45 graden en voorspanning 280 kN/anker. Totale lengte 20 à 22 m, groutlichaamlengte 6 à 8 m, inclusief gording.
- Bekledingsdikte van 0,2 m dikte.

10.3 Aanbevelingen

10.3.1 Algemeen

- Nadere aandacht dient te worden besteed aan de interactie tussen de nieuwe wand en het riool in de lage kade. Dit is met name van toepassing in het deel van het tracé waar het riool relatief dicht langs de wand is gesitueerd (hart riool op minder dan circa 6 à 7 m vanaf de nieuwe wand).
- In het gebied waar ophoging/aanvulling noodzakelijk is, dient voorafgaand aan het aanbrengen van de constructie te worden voorbelast. Hierna kan de constructie worden aangebracht op het moment dat de restzettingen zijn gereduceerd tot nihil. Hierdoor hoeft geen rekening te worden gehouden met een extra ankerkracht ten gevolge van zakkende grond. Indien dit niet haalbaar blijkt dient hier rekening mee te worden gehouden in het ontwerp.

10.3.2 Verankerde wand op palen

- Tijdens de uitvoering is voorzien om verticale micropalen tussen de bestaande groutankers door te plaatsen. Grondmechanisch wordt hier minimale invloed op de bestaande verankering van verwacht, aangezien het paalsysteem verbuisd wordt uitgevoerd en de grond wordt opgeperst en de palen uitsluitend op druk worden belast. Om het risico van beïnvloeding verder te reduceren wordt geadviseerd de palen 'om-en-om' aan te brengen en tussenliggende palen pas aan te brengen wanneer de palen aan weerszijden reeds zijn uitgehard.
- Uitvoeringstechnisch heeft afstemming plaatsgevonden met een gerenommeerde aannemer. Op basis hiervan is beoordeeld dat het mogelijk is om de palen tussen de bestaande groutankers door te positioneren, uitgaande van een hart-op-hart afstand van 2,1 tot 2,8 m van de bestaande groutankers.
- Bij de uitvoering van de optie verankerde wand op palen dient te worden ontgraven tot onderzijde van de funderingssloof. Dit betekent dat een aantal monumentale bomen niet behouden kunnen blijven. Dit dient in de afweging van de keuze van constructietype te worden meegewogen.

10.3.3 Betonnen keerwand

De noodzaak voor de toepassing van een grondverbetering dient nader te worden bepaald op basis van aanvullende bodemonderzoek.

10.3.4 Gewapende grond

De noodzaak voor de toepassing van een grondverbetering dient nader te worden bepaald op basis van aanvullende bodemonderzoek.

10.3.5 Verankerde damwand

- De waterstandsverschillen over de constructie dienen nader te worden beschouwd omdat de damwandoplossing grondwaterstroming tot op grotere diepte in de bodem belemmert. Toepassing van perforaties in de damwand of grondlagen kan noodzakelijk zijn.
- Voor de bepaling inbrengmethode en eventuele in te zetten hulpmethoden zoals voorboren, crushen en fluideren is nader onderzoek nodig naar de bodemsamenstelling van de eventuele obstakels in de ondergrond. Bij het komende grondonderzoek zijn daarom boringen opgenomen. Op basis hiervan dient beschouwd te worden welke aanvullende onderzoeken c.q. maatregelen nodig zijn om de damwanden met aanvaardbare risico's in te kunnen brengen. Het ontwerp voorziet een zwaar damwandprofiel vanwege dit risico, maar vanuit het oogpunt van benodigde sterkte in de gebruiksfase kan een lichter damwandtype worden toegepast.
- Het raakvlak met mogelijk nog in de bodem aanwezige verankeringsconstructies van de lage kade ter plaatse van het smalle deel van de lage kade dient nog gecontroleerd te worden aan de hand van aanvullende archiefgegevens of nadere inspecties ter plaatse.

BIJLAGE A
Notitie 'Rijnkade Arnhem, aanpak berekeningen' d.d. 7-5-2020

BIJLAGE B

Geotechnisch grondonderzoek

Bijlage B1 Geotechnische profielen Openground

Bijlage B2 Geotechnisch profiel GIS

BIJLAGE C

D-Sheetpiling berekening verankerde wand op palen

Bijlage C1 Beschrijving berekening

Input D-Sheetpiling

De invoer in de D-Sheetpiling berekening is gepresenteerd in bijlage C2.

In de berekeningen zijn werkende breedtes ingevoerd, 2,8 m voor de wand en 0,2 m voor de verticale ankerpalen. De schelpfactoren van de palen zijn bepaald conform Brinch Hansen in het midden van elke laag. Om deze reden zijn de geschematiseerde laagdikten relatief klein gehouden. De horizontale bedding van de grond is vastgesteld op basis van Menard, waarbij de 'Menard-stijfheid' is aangehouden als k_1 stijfheid (stijfheid bij 0 – 50% mobilisatie van de grond). Deze stijfheid is gehalveerd bij een mobilisatie tussen 50% en 80% en nogmaals gehalveerd bij een mobilisatie tussen 80% en 100% (3 veertakken conform [4]).

De wand is gemodelleerd met een hoge stijfheid (verwaarloosbare buiging). Voor de buigstijfheid van de palen en de elastische rekstijfheid van de ankers is het volgende aangehouden:

- Verticale verbuisde ankerpalen
 - o Als 'staalelement' in de paal is uitgegaan van een buis $\varnothing 108$ mm met wanddikte 12,5 mm, $EI = 2,1^{E8} \text{ kN/m}^2 \times 4,35^{E-6} \text{ m}^4 = 9,13^{E2} \text{ kNm}^2/\text{paal}$;
 - o Dit buiselement kan in de bovenste meters van de paal worden geplaatst waardoor hier meer moment kan worden opgenomen door de paal en de paal voldoende weerstand tegen knik heeft. Op een dieper niveau (vanaf circa NAP +4 m) kan een kleinere diameter buis worden geplaatst. De buizen worden onderling gekoppeld, dit systeem is ook bij andere projecten in Nederland voorzien.
- Diagonale groutankers
 - o GEWI-staaf 50T, oppervlakte doorsnede 1963 mm^2 per anker, 1 anker per 2,8 m betekent een doorsnede van $701 \text{ mm}^2 / \text{m}$ wand. Er is rekening gehouden met een virtuele ankerlengte van 13 m (lengte waarover de kracht optreedt waardoor elastische verlenging optreedt.)
 - o Staalkwaliteit met vloeispanning 500 N/mm^2

De fasering die in DSheetpiling is gehanteerd is als volgt:

- Initiële situatie, palen, muur en anker spanningsloos geplaatst;
- Maaiveld hoge kade aanvullen tot NAP +14 m;
- Anker voorspannen met 100 kN/m (280 kN/anker);
- Voorzetwand plaatsen (normaalkracht in de palen ad. $0,5 \text{ m}$ dikte $\times 25 \text{ kN/m}^3 \times 5,4 \text{ m}$ hoogte = $67,5 \text{ kN/m}^1$)
- Val na hoog water NAP +11,5 m hoge zijde en NAP +10,5 m lage zijde;
- Val na hoog water NAP +11,5 m hoge zijde en NAP +10,5 m lage zijde met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;
- Gemiddelde waterstand aan weerszijden NAP +8,5 m;
- Gemiddelde waterstand aan weerszijden NAP +8,5 m met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;
- Extreem hoog water NAP +14,2 m aan de rivierzijde en NAP +14,0 m aan de stadszijde;
- Extreem hoog water NAP +14,2 m aan de rivierzijde en NAP +14,0 m aan de stadszijde met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;
- Val na hoog water NAP +14,0 m hoge zijde en NAP +12,2 m lage zijde;
- Val na hoog water NAP +14,0 m hoge zijde en NAP +12,2 m lage zijde met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;
- Lage waterstand aan weerszijden NAP +6,0 m;
- Lage waterstand aan weerszijden NAP +6,0 m met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;
- Ontgrondingsgeul op de lage kade tot een diepte van NAP +8,2 m, waterstand aan weerszijden NAP +8,5 m met bovenbelasting $13,3 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$;

Voor het puntniveau van de paal is in D-Sheetpiling uitgegaan van NAP +2,5 m. Het benodigde puntniveau zal in werkelijkheid dieper zijn. In DSheet kon dit echter niet worden gemodelleerd omdat het contrast tussen gemiddelde paalstijfheid en gemiddelde grondstijfheid dan te groot wordt. Voor de D-Sheetpiling berekening maakt dit niet uit omdat op diepere niveaus sprake is van een verwaarloosbaar moment en vervorming.

Berekeningsresultaten D-Sheetpiling

De berekeningsresultaten zijn gegeven in bijlage C2.

Maximale ankerkracht

Uit de berekening volgt een maximale ankerkracht $P_{\max}$ in de situatie met waterstandsverval van NAP +14,0 m naar NAP +12,2 m in combinatie met bovenbelasting. De ankerkracht bedraagt 473,4 kN/anker.

Toets staaldoorsnede anker

De rekenwaarde van de belasting ten behoeve van de sterkte van de ankerstang P_d bedraagt $1,0 \times 474$ kN/anker = 474 kN/anker. De rekenwaarde van de sterkte van de staaldoorsnede bedraagt $k_t \times f_{ua} \times A_s / \gamma_{M2} / \gamma_{A,NL} = 0,9 \times 500 \text{ N/mm}^2 \times 1963 \text{ mm}^2 / 1,25 / 1,25 = 565$ kN (uitgaande van een doorsnede bij de schroefdraad gelijk aan de staaf). Dit is groter dan de belasting, het anker voldoet met unity check $474 / 565 = 0,84$. Er wordt uitgegaan van een dubbele corrosiebescherming van het anker waardoor geen corrosie bij de ankers in rekening is gebracht.

Toets geotechnische houdkracht

De rekenwaarde van de belasting ten behoeve van de geotechnische houdkracht van het anker P_d bedraagt $1,0 \times 473,4$ kN/anker = 474 kN/anker.

Uitgaande van deze ankerkracht P_d wordt op basis van tabel 4.5 in deel 2 van CUR166 [4] een benodigde groutlichaamlengte van orde grootte 7 m ingeschat, rekening houdend met $\gamma_{a,ULS} = 1,35$ en een conusweerstand van minimaal 10 MPa op basis van de gegevens in bijlage B.

Uitgaande van een matig vaste zandlaag onder NAP +4 m, leidt 7 m groutlichaamlengte tot een puntniveau van ongeveer NAP -2 m. De bovenzijde van het anker grijpt aan op NAP +11,5 m. De totale lengte van het anker bedraagt dan ongeveer 19 m. Horizontaal reikt het anker tot ongeveer 13 m achter de constructie. De inschatting is indicatief, een nadere beschouwing is gedaan in §3.3.

Kranz stabiliteit

De Kranz stabiliteit is nader beschouwd in bijlage C2 en voldoet.

Ankeruitval

De representatieve ankerkracht bedraagt 382 kN/anker. Bij uitval van een anker wordt de ankerkracht in de naastgelegen ankers $1,5 \times 382$ kN/anker = 573 kN/anker. Dit leidt tot een staalspanning van $573.000 \text{ N/anker} / 1963 \text{ mm}^2 = 292 \text{ N/mm}^2$. Dit is ruim lager dan de vloeispanning van het anker (500 N/mm^2) en voldoet.

Moment in de palen

De rekenwaarde van het maximale moment in de palen bedraagt 9 kNm/paal en wordt berekend in de situatie met een ontgrondingskuil. Dit betreft een kopmoment. Het moment in de paal wordt voornamelijk veroorzaakt door vervorming van de betonwand, de paal draagt horizontaal weinig bij aan de constructie. Variatie in stijfheid van de palen leidt niet tot beduidend andere vervormingsresultaten. Om dit nader vast te stellen is tevens een verkennende berekening uitgevoerd zonder palen. De berekening toont aan dat

het weglaten van de palen maximaal circa 5% invloed heeft op de berekende momenten en dwarskrachten in de wandconstructie en de axiale kracht in de ankerconstructie.

De dikwandige buis in de groutankerpaal kan worden afgestemd op het optredende moment. Uitgaande van een buis $\varnothing 108$ mm met wanddikte 12,5 en staalkwaliteit S235 bedraagt het opneembare moment $\sigma \times W = 235 \text{ MN/m}^2 \times 8.05\text{E-}05 \text{ m}^3 = 18,9 \text{ kNm}$, dit leidt tot een unity check van $9 / 18,9 = 0,48$ hetgeen ruim voldoet. Rekening houdend met corrosie van de buitenzijde van de buis van 2,2 mm in 100 jaar [3], bedraagt het opneembare moment $\sigma \times W = 235 \text{ MN/m}^2 \times 6.42\text{E-}05 \text{ m}^3 = 15,1 \text{ kNm}$, dit leidt tot een unity check van $9 / 15,1 = 0,59$ hetgeen eveneens ruim voldoet.

Verticale belasting op palen

De rekenwaarde van de ankerkracht P_d ten behoeve van de verticale draagkracht bedraagt $1,1 \times 474 \text{ kN/m} = 521 \text{ kN/anker}$.

Constructieve toetsingen wand

De constructieve beschouwing van de wand is nader beschreven in §0 van het rapport.

Macro-stabiliteit

De macro-stabiliteit van de kade is nader beschouwd in §3.3 van het rapport.

Bijlage C2 D-Sheet Piling berekening

BIJLAGE D

D-Foundations berekening verankerde wand op palen

Bijlage D1 Beschrijving berekening

Berekening D-Foundations

De verticale component uit de ankerkracht P_d bedraagt 521 kN/anker (zie bijlage C) / $\sqrt{2} = 369$ kN/paal.

De verticale component uit eigen gewicht van de wand is als volgt aangehouden:

- Wanddikte beton: 0,30 m
- Wanddikte afwerking (korte basaltzuiltjes): 0,20 m
- Volumieke massa beton: 25 kN/m³
- Volumieke massa afwerking: aanname 25 kN/m³
- Bovenzijde wand NAP +14,9 m
- Onderzijde wand NAP +9,5 m
- Gewicht wand = 5,4 m x 0,5 m x 25 kN/m³ = 67,5 kN/m' wand
- Belasting op paal = 67,5 kN/m' wand x 2,8 m hoh palen = 189 kN per paal BGT
- Belasting op paal = 189 kN per paal x 1,35 (belastingfactor RC2) = 255 kN/paal UGT

Verticale component uit negatieve kleef langs de wand:

- Grondhoogte over de wand aan actieve zijde is 4,5 m
- Gemiddelde verticale korrelspanning 2,25 m x 18 kN/m² = 40 kN/m²
- $F_{nk;rep} = 4,5 \text{ m} \times 40 \text{ kN/m}^2 \times 2,8 \text{ m} \times 0,25 (\sim K_{0;k} \times \tan \delta_{j;k}) = 126 \text{ kN/paal}$ uitgaande van een verticale wand hetgeen conservatief is.
- $F_{nk;d} = 126 \text{ kN/paal} \times 1,0$ (belastingfactor bij volledig meegenomen negatieve kleef) = 126 kN/paal
- N.B. dit is een conservatieve benadering. Gezien de helling achterover van de wand en de geringe hoeveelheid aanvulling is de negatieve kleef langs de wand in werkelijkheid naar verwachting minimaal/verwaarloosbaar.

Totale belasting op de paal 369 kN + 255 kN + 126 kN = 750 kN (UGT).

Op basis van een verkennende D-Foundations berekening is een gemiddeld benodigd paalpuntniveau ingeschat van circa NAP -8 m. Hierbij zijn alle beschikbare diepere sonderingen in de directe omgeving beschouwd en zijn een aantal maatgevend ingeschatte sonderingen 'handmatig' verlengd tot een dieper niveau waarbij een conusweerstand is aangehouden gelijk aan de conusweerstand op het maximaal verkende niveau. Er is rekening gehouden met een paaldiameter van 0,2 m, een ξ_3 en ξ_4 van 1,39 hetgeen conservatief is en een $\alpha_s = 0,011$ (ondergrenswaarde zonder testen). De conusweerstand is begrensd op 15 MPa waar dit volgens CUR236 20 MPa mag zijn. De D-Foundations berekening is weergegeven in bijlage D2.

Toetsing op knik conform CUR236 is onderstaand aangegeven, hierbij is uitgegaan van een gecorrodeerde doorsnede van het staalprofiel $\varnothing 108 \text{ mm} \times 12,5 \text{ mm}$.

knik gecorrodeerd verkenning

CUR 236 paragraaf 7.4

Voor een veilige ondergrensbenadering met betrekking tot de rekenwaarde van de kritieke drukkracht kan gebruik gemaakt worden van de volgende formule:

$$R_{buc;d} = \beta \cdot \sqrt{(C_u \cdot E_{buc})} / \gamma_{r;buc}$$

B	11 [-]	bron CUR 236
Cu	25 [kN/m ²]	ontwerpproport Rijnkade
EI buis	698.27 kNm ²	
gamma;m	1.5	bron CUR 236
R _{buc;d}	969 kN	
belasting circa	750 kN	voorlopige schatting gewicht muur, ankercomponent en F _{nk}
UC	0.77 -	voldoet

Figuur 10-1 Toetsing knik conform CUR 236 voor bovenste deel paal in kleilaag.

De kniktoets is uitgevoerd ter plaatse van de geschematiseerde kleilaag. Onder de kleilaag (onder circa NAP +4 m) kan naar verwachting verjonging van de buis plaatsvinden. Bijvoorbeeld naar een profiel Ø70 mm x 10 mm.

Bijlage D2 D-Foundations berekening

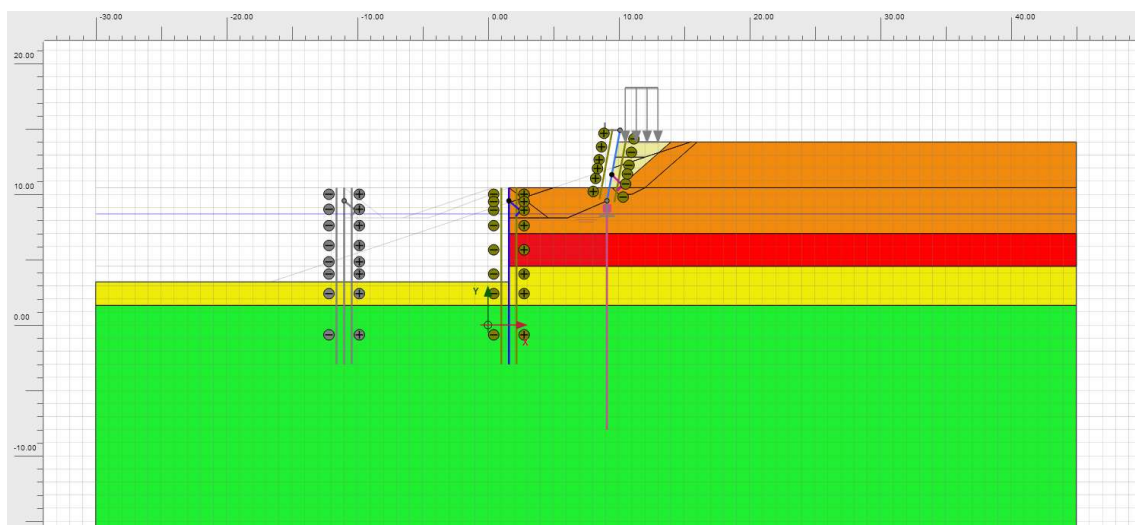
BIJLAGE E

Plaxis invoerparameters en model verankerde wand op palen

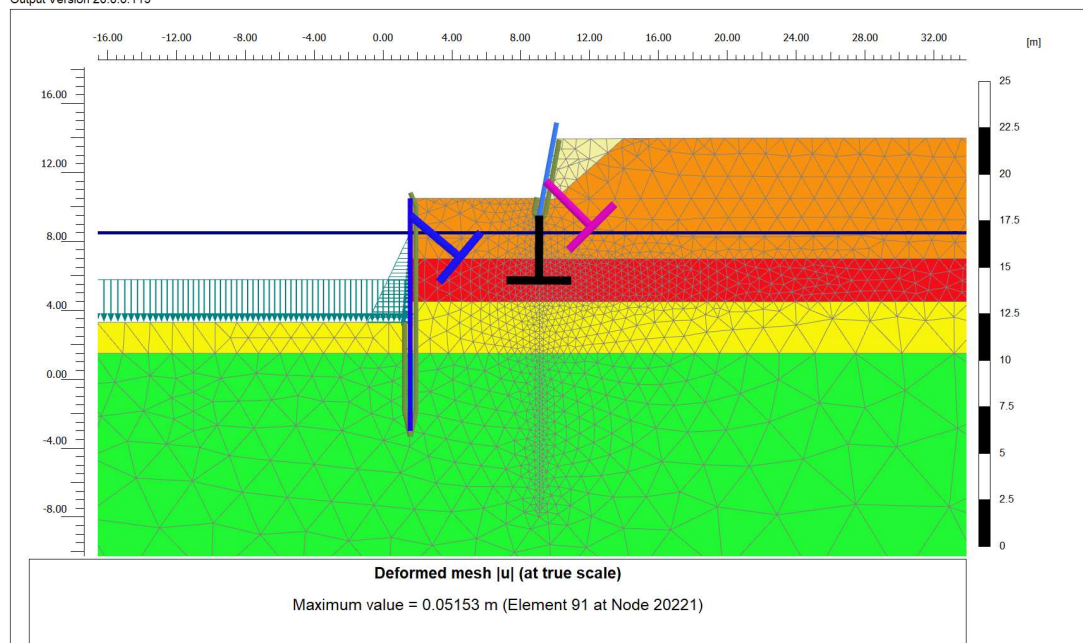
Bijlage E1 Plaxis grondparameters

Bijlage E2 Plaxis verticale paaleigenschappen

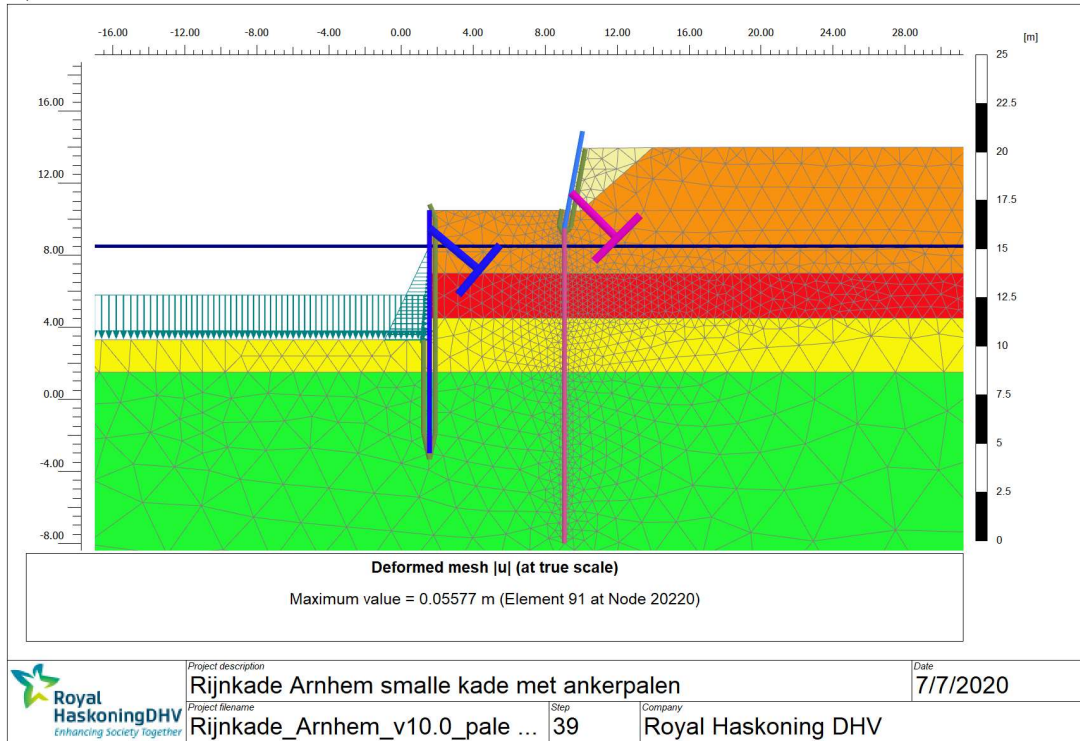
Bijlage E3 Plaxismodel smalle kade



Output Version 20.0.0.119

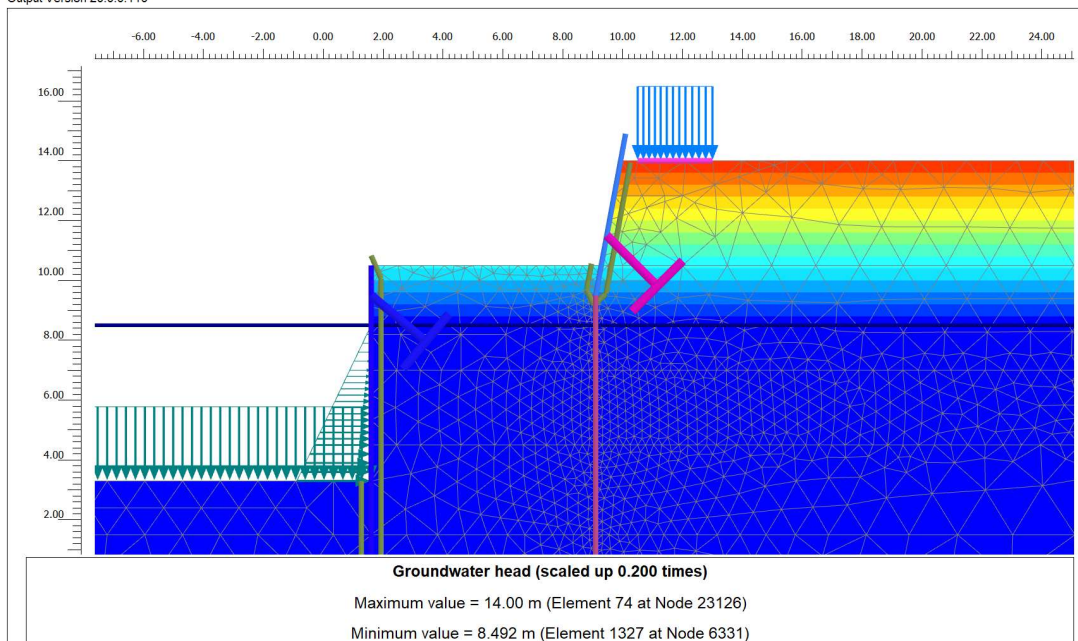


Output Version 20.0.0.119



ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated en...	Ignore undr...	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First step	Last step
1a- Horizontaal maaiveld NAP +10.5m				0.000 day	0.000 day	☒	☐	☐	1000	0	0
1b- Ontstaan riviergeul met talud 1:3				1000 day	1000 day	☐	☒	☐	1000	1	6
1c- Ophoging hoge kade tot NAP +14				2000 day	3000 day	☒	☒	☐	1000	7	14
1d- Aanleg lage kade [Phase_3]				3000 day	6000 day	☐	☒	☐	1000	15	20
1e- Aanleg huidige hoge kade type 1,				4000 day	10.00E3 day	☐	☐	☐	1000	21	23
1f- Als vorige stap met lage ws NAP +				5000 day	15.00E3 day	☐	☐	☐	1000	24	27
1g- Als vorige, terug naar gem ws NAF				6000 day	21.00E3 day	☐	☐	☐	1000	28	30
2a- Plaatsen, palen, wand en ankers [				7000 day	28.00E3 day	☐	☒	☐	1000	31	33
2b- Aanvullen tot maaiveldniveau hog				9000 day	37.00E3 day	☐	☐	☐	1000	886	915
2c- Afspannen ankers naar 100 kN/m				10.00E3 day	47.00E3 day	☐	☐	☐	1000	34	36
2d- Bekleding betonwand [Phase_8]				0.000 day	47.00E3 day	☐	☐	☐	1000	37	39
3- Inklinking meenemen? [Phase_11]				11.00E3 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	40	41
4a- 10.5/11.5-Aanbrengen waters				13.00E3 day	71.00E3 day	☐	☐	☐	1000	916	922
5- 10.5/11.5-Berekeningen mom				14.00E3 day	85.00E3 day	☐	☐	☐	1000	42	46
6a- 10.5/11.5-Verwijder puntvee				0.000 day	85.00E3 day	☐	☐	☐	1000	47	49
6b2- 10.5/11.5-Controle Stabi				15.00E3 day	100.0E3 day	☐	☐	☐	100	87	186
6b1- 10.5/11.5-Controle Stabi				0.000 day	85.00E3 day	☐	☐	☐	200	923	1041
4b- 10.5/11.5-Aanbrengen verke				0.000 day	71.00E3 day	☐	☐	☐	1000	50	53
4a- 8.5-Aanbrengen waterstand [P]				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	54	55
5- 8.5-Berekeningen momenten e				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	56	61
6a- 8.5-Verwijder puntveer [Phar				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	62	64
6b2- 8.5-Controle Stabiliteit [P				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	110	187	296
6b1- 8.5-Controle Stabiliteit-1,				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	200	1487	1604
4b- 8.5-Aanbrengen verkeersbel				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	65	67
4a- 14.2/14.0-Aanbrengen waterst				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	297	311
5- 14.2/14.0-Berekeningen mom				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	68	70
6a- 14.2/14.0-Verwijder puntvee				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	312	314
6b2- 14.2/14.0-Controle Stabi				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	110	315	424
6b1- 14.2/14.0-Controle Stabi				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	200	425	559
4b- 14.2/14.0-Aanbrengen verke				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	560	562
4a- 12.2/14.0-Aanbrengen waterst				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	563	572
5- 12.2/14.0-Berekeningen mom				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	573	575
6a- 12.2/14.0-Verwijder puntvee				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	576	578
6b2- 12.2/14.0-Controle Stabi				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	100	579	678
6b1- 12.2/14.0-Controle Stabi				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	400	679	813
4b- 12.2/14.0-Aanbrengen verke				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	814	816
4a- 6.0-Aanbrengen waterstand [P]				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	817	827
5- 6.0-Berekeningen momenten e				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	828	838
6a- 6.0-Verwijder puntveer [Phar				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	839	841
6b2- 6.0-Controle Stabiliteit [P				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	110	1042	1151
6b1- 6.0-Controle Stabiliteit-1,				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	200	1269	1403
4b- 6.0-Aanbrengen verkeersbel				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	842	849
4a- 8.5-Aanbrengen waterstand [P]				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	71	72
4b- 8.5-Aanbrengen verkeersbelast				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	73	75
7a- 8.5-Erosiekrater [Phase_39]				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	1000	76	86
7b- 8.5-Controle Stabiliteit erosiekr				0.000 day	58.00E3 day	☐	☐	☐	110	1152	1261

Output Version 20.0.0.119



Project description
Rijnkade Arnhem belastingssituatie 1

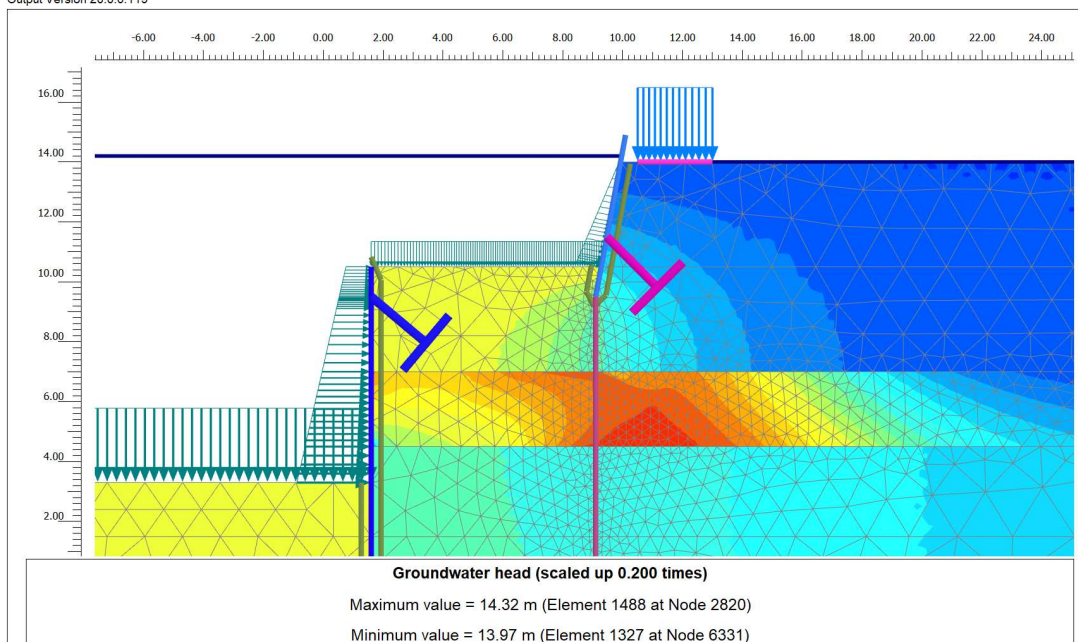
Date
7/9/2020

Project filename
Rijnkade_Arnhem_v10.0_pale ...

Step
67

Company
Royal Haskoning DHV

Output Version 20.0.0.119



Project description
Rijnkade Arnhem belastingssituatie 2

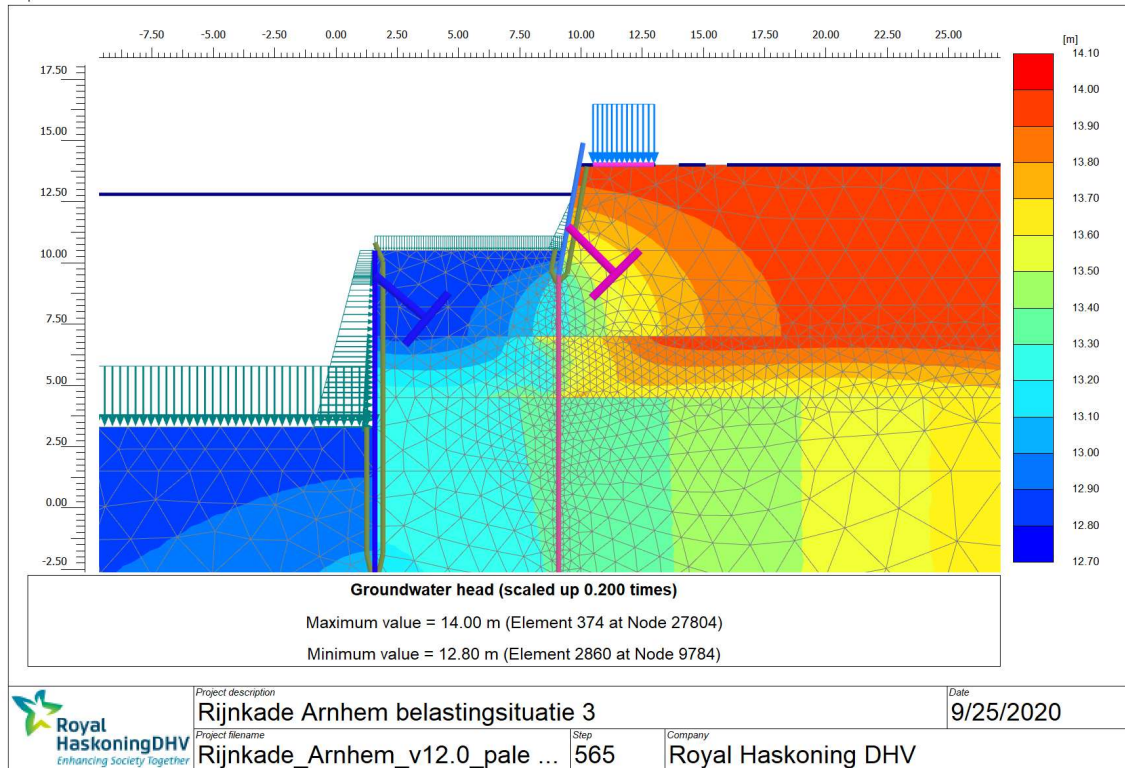
Date
7/9/2020

Project filename
Rijnkade_Arnhem_v10.0_pale ...

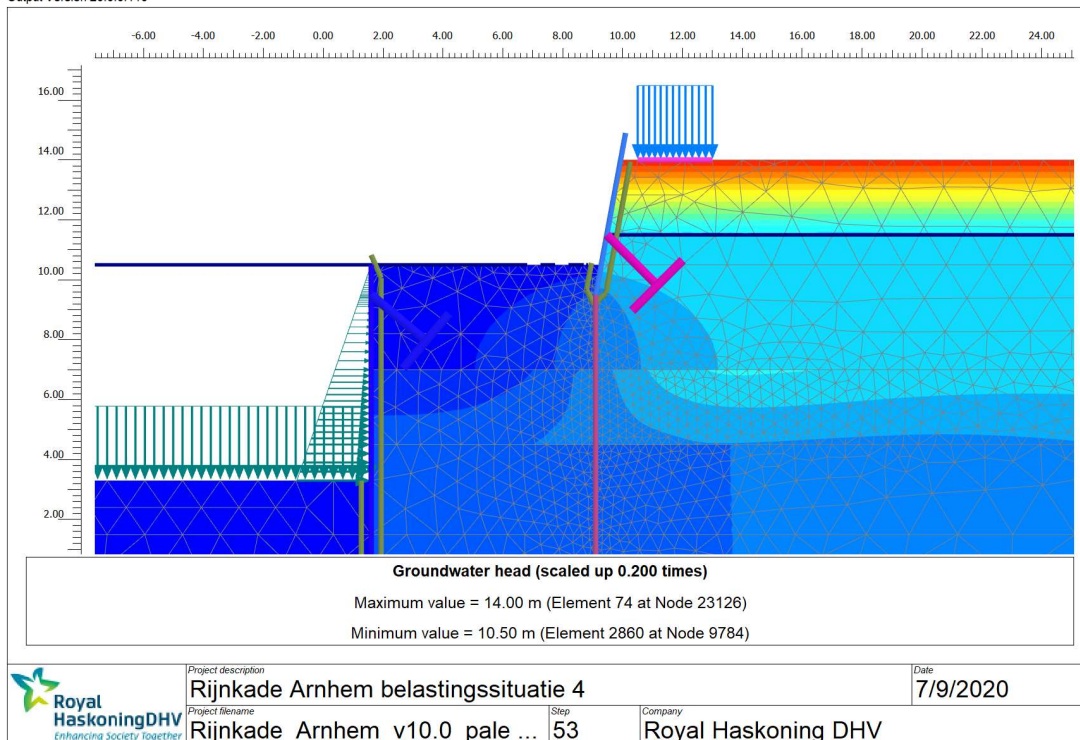
Step
562

Company
Royal Haskoning DHV

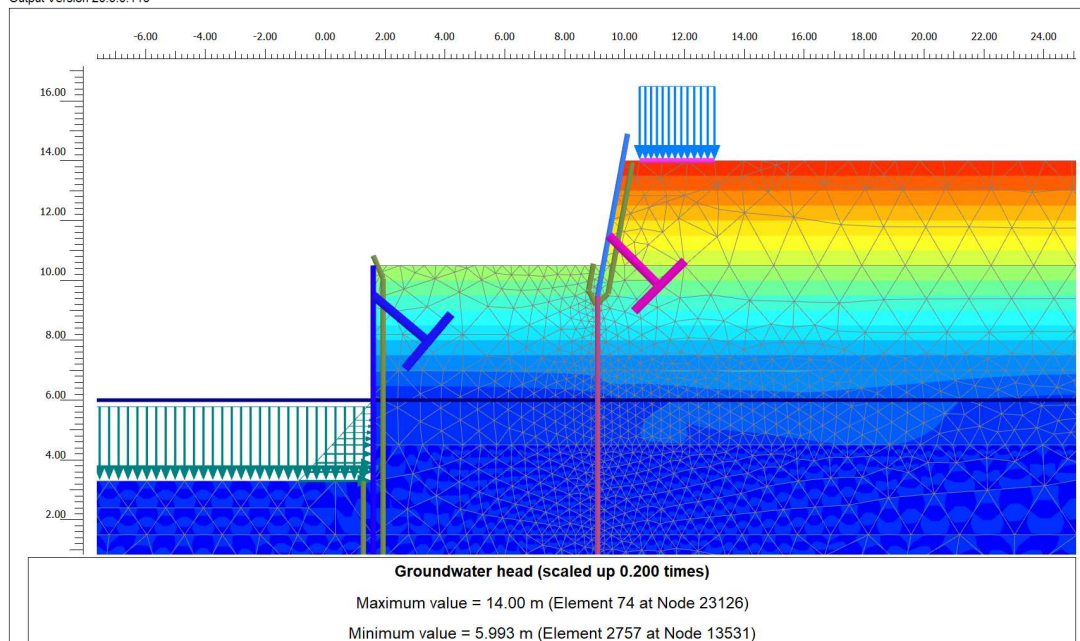
Output Version 20.3.0.60



Output Version 20.0.0.119



Output Version 20.0.0.119



Project description

Rijnkade Arnhem belastingsituatie 5

Date

7/9/2020

Project filename

Rijnkade_Arnhem_v10.0_pale ...

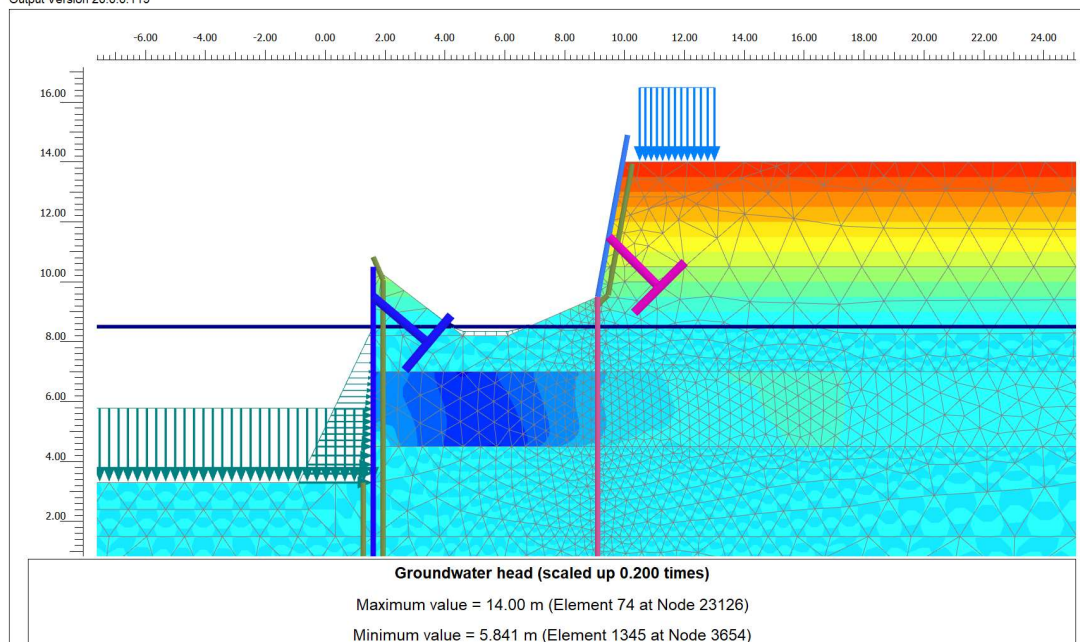
Step

849

Company

Royal Haskoning DHV

Output Version 20.0.0.119



Project description

Rijnkade Arnhem belastingsituatie 6

Date

7/9/2020

Project filename

Rijnkade_Arnhem_v10.0_pale ...

Step

86

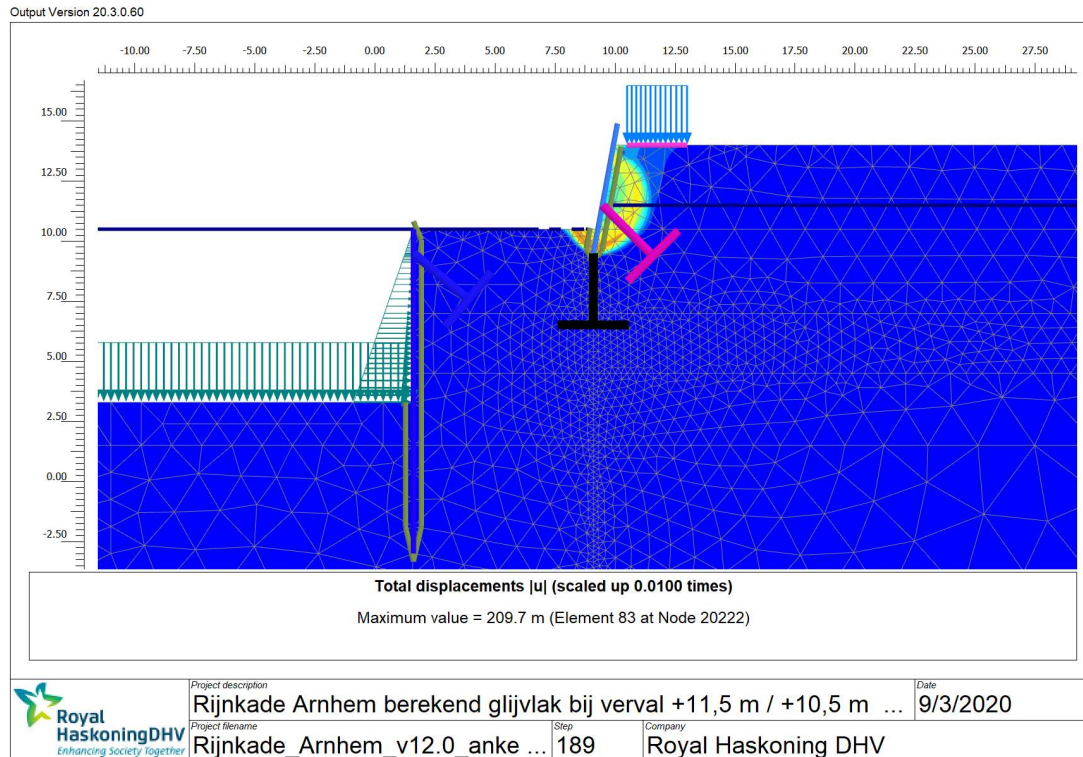
Company

Royal Haskoning DHV

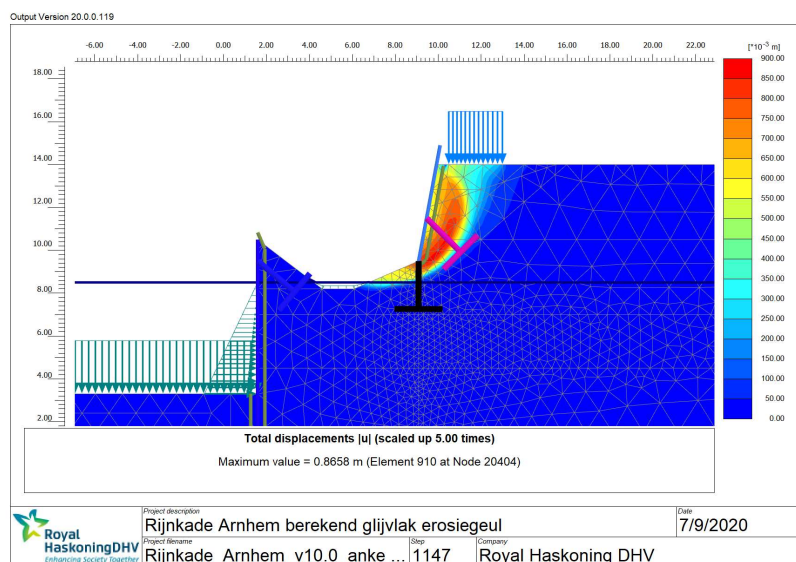
BIJLAGE F

Plaxis berekeningsresultaten verankerde wand op palen

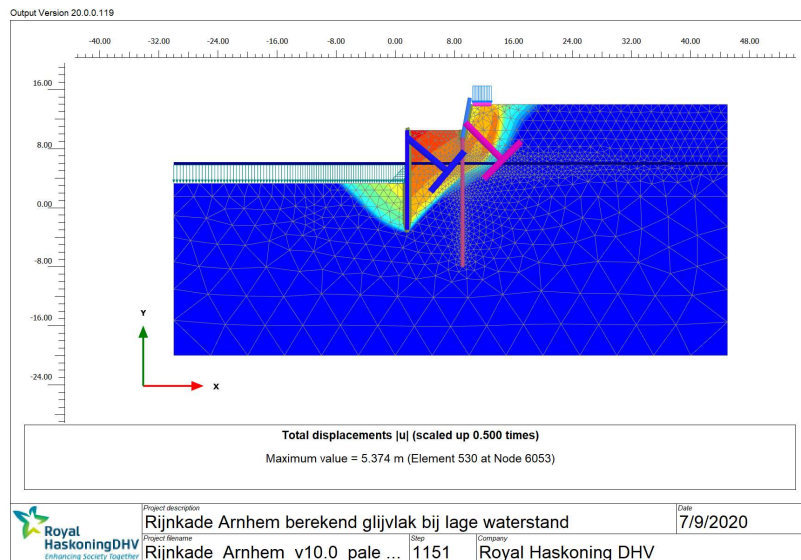
Geotechnische stabiliteit



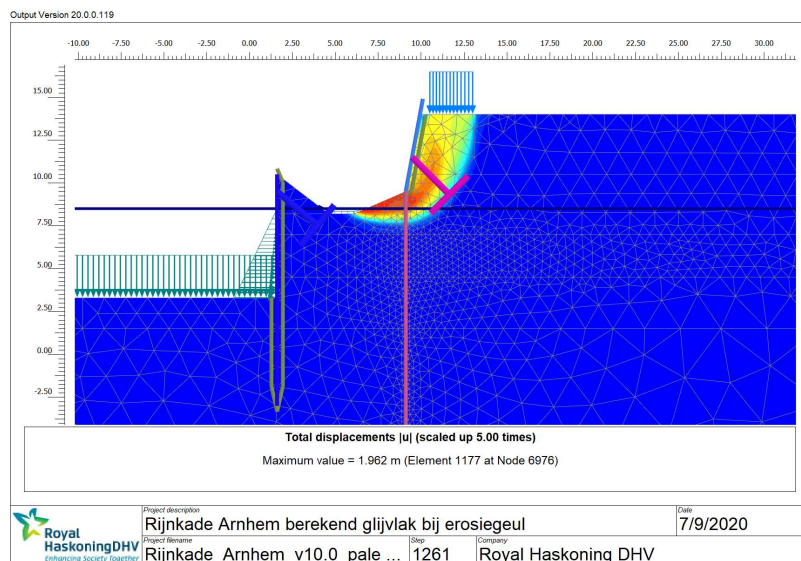
Berekende stabiliteitsfactor 1,36



Berekende stabiliteitsfactor 1,05



Berekende stabiliteitsfactor 1,57



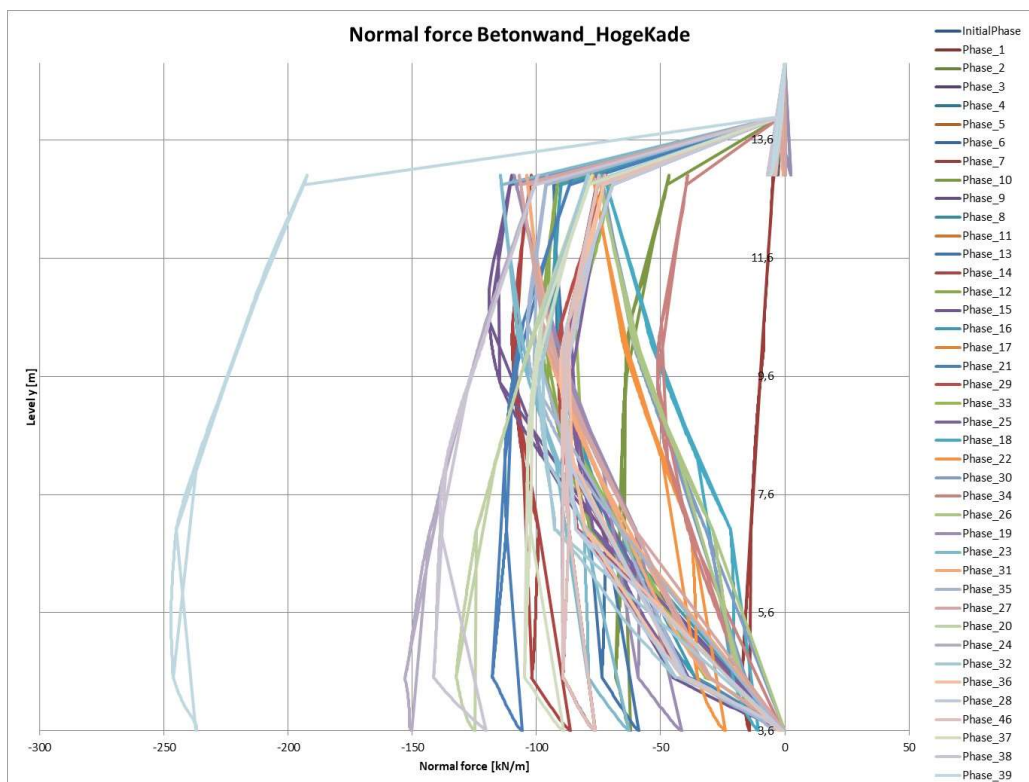
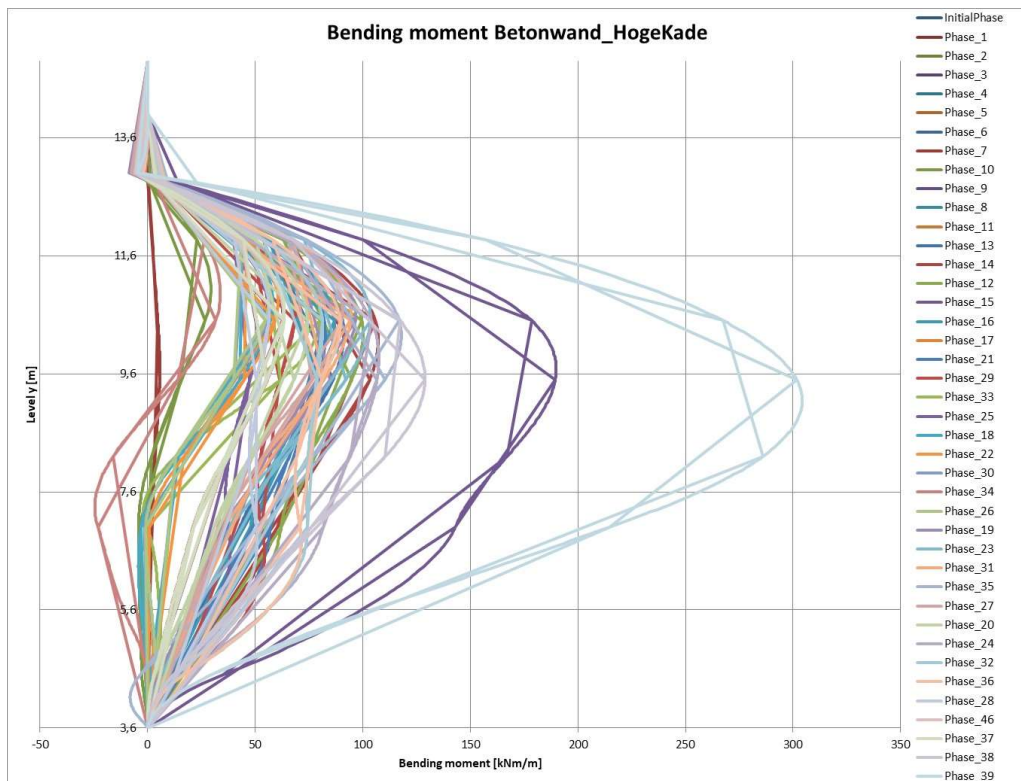
Berekende stabiliteitsfactor 1,45

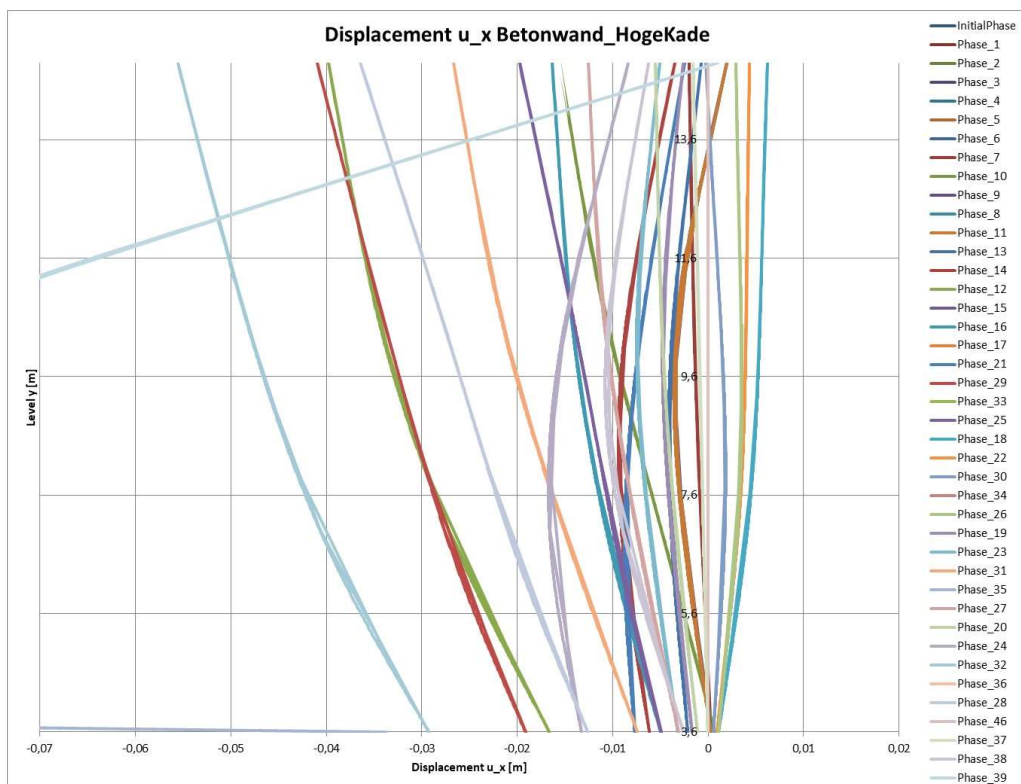
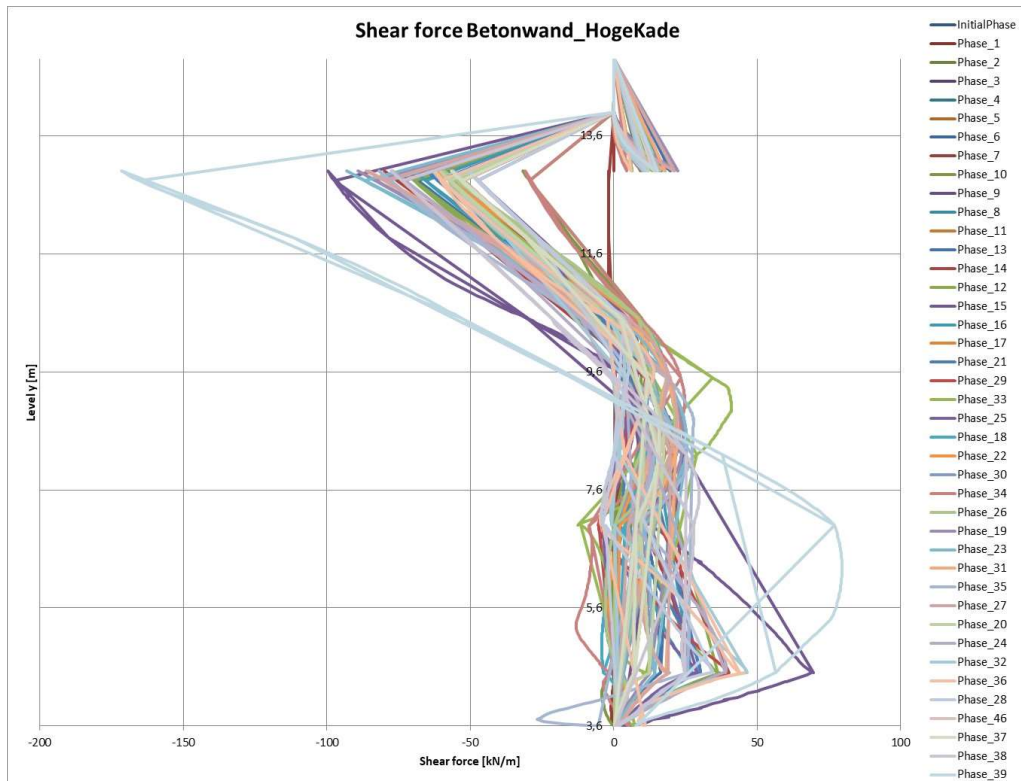
BIJLAGE G

Plaxis berekeningsresultaten verankerde damwand

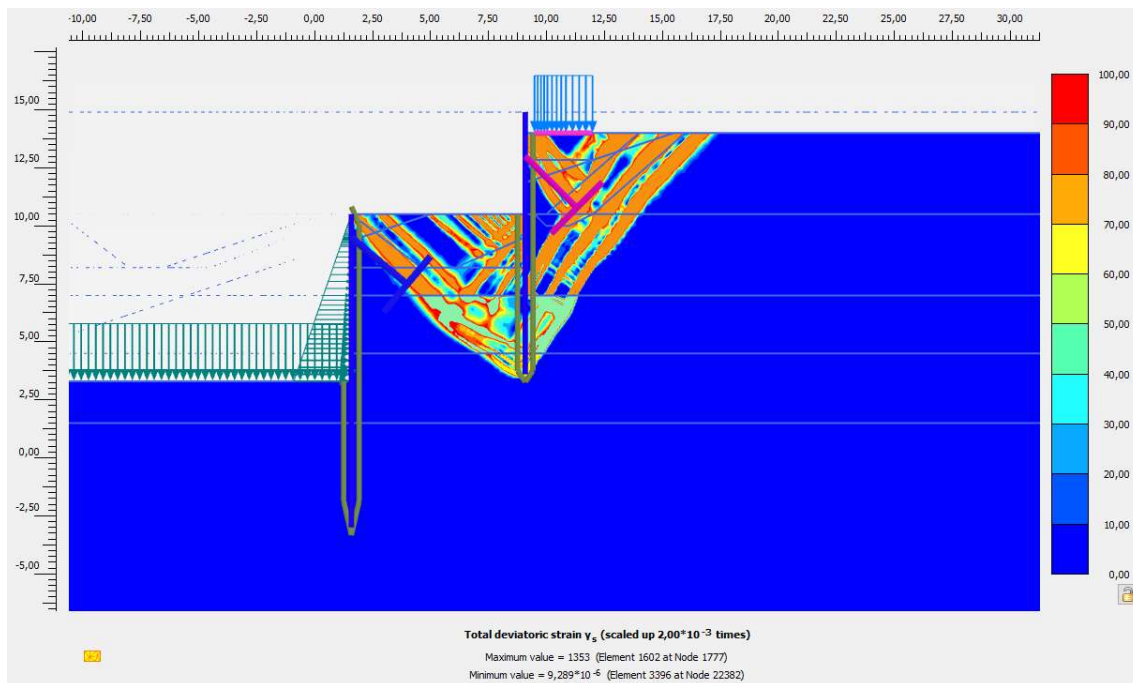
SMALLE KADE

Phases										Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated em...	Ignore undr...	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First step	Last step
1a-	Horizontaal maaiveld NAP +10.5m [InitialPhase]									0,000 day	0,000 day	☒					1000	0	0	
1b-	Ontstaan riviergeul met talud 1:3 [Phase_1]									1000 day	1000 day	☐					1000	1	7	
1c-	Ophoging hoge kade tot NAP +14 met talud 1:3 [Phase_2]									2000 day	3000 day	☒					1000	8	16	
1d-	Aanleg lage kade [Phase_3]									3000 day	6000 day	☐					1000	17	22	
1e-	Aanleg huidige hoge kade type 1, gem ws NAP +8.5m [Phase_4]									4000 day	10,00E3 day	☐					1000	23	25	
1f-	Als vorige stap met lage ws NAP +6.0m [Phase_5]									5000 day	15,00E3 day	☐					1000	26	29	
1g-	Als vorige, terug naar gem ws NAP +8.5m [Phase_6]									6000 day	21,00E3 day	☐					1000	30	32	
2a-	Plaatsen, damwand en ankers [Phase_7]									7000 day	28,00E3 day	☐					1000	33	35	
2b-	Aanvullen tot maaiveldniveau hoge kade [Phase_10]									9000 day	37,00E3 day	☐					1000	36	43	
2c-	Afspannen ankers naar 100 kN/m [Phase_9]									10,00E3 day	47,00E3 day	☐					1000	44	46	
2d-	Bekleding betonwand [Phase_8]									0,000 day	47,00E3 day	☐					1000	47	62	
3-	Inklinking meenemen? [Phase_11]									11,00E3 day	58,00E3 day	☐					1000	63	64	
4a-	10.5/11.5-Aanbrengen waterstand [Phase_13]									13,00E3 day	71,00E3 day	☐					1000	65	68	
5-	10.5/11.5-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_14]									14,00E3 day	85,00E3 day	☐					1000	69	77	
6a-	10.5/11.5-Verwijder puntveer [Phase_12]									0,000 day	85,00E3 day	☐					1000	78	90	
6b2-	10.5/11.5-Controle Stabiliteit [Phase_15]									15,00E3 day	100,0E3 day	☐					225	862	1086	
4b-	10.5/11.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_16]									0,000 day	71,00E3 day	☐					1000	91	100	
4a-	8.5-Aanbrengen waterstand [Phase_17]									0,000 day	58,00E3 day	☒					1000	101	102	
5-	8.5-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_21]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	103	112	
6a-	8.5-Verwijder puntveer [Phase_29]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	113	124	
6b2-	8.5-Controle Stabiliteit [Phase_33]									0,000 day	58,00E3 day	☐					200	155	354	
4b-	8.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_25]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	125	137	
4a-	14.2/14.0-Aanbrengen waterstand [Phase_18]									0,000 day	58,00E3 day	☒					1000	138	143	
5-	14.2/14.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_22]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	144	147	
6a-	14.2/14.0-Verwijder puntveer [Phase_30]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	148	154	
6b2-	14.2/14.0-Controle Stabiliteit [Phase_34]									0,000 day	58,00E3 day	☐					100	455	554	
4b-	14.2/14.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_26]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	555	559	
4a-	12.8/14.0-Aanbrengen waterstand [Phase_19]									0,000 day	58,00E3 day	☒					1000	560	564	
5-	12.8/14.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_23]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	565	573	
6a-	12.8/14.0-Verwijder puntveer [Phase_31]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	574	584	
6b2-	12.8/14.0-Controle Stabiliteit [Phase_35]									0,000 day	58,00E3 day	☐					200	1187	1386	
4b-	12.8/14.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_27]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	685	693	
4a-	6.0-Aanbrengen waterstand [Phase_20]									0,000 day	58,00E3 day	☒					1000	694	697	
5-	6.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_24]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	698	707	
6a-	6.0-Verwijder puntveer [Phase_32]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	708	738	
6b2-	6.0-Controle Stabiliteit [Phase_36]									0,000 day	58,00E3 day	☐					200	1387	1586	
4b-	6.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_28]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	839	852	
4a-	8.5-Aanbrengen waterstand [Phase_46]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	853	854	
4b-	8.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_37]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	355	357	
7a-	8.5-Erosiekrater [Phase_38]									0,000 day	58,00E3 day	☐					1000	358	361	
7b-	8.5-Controle Stabiliteit erosiekrater [Phase_39]									0,000 day	58,00E3 day	☐					200	1587	1786	

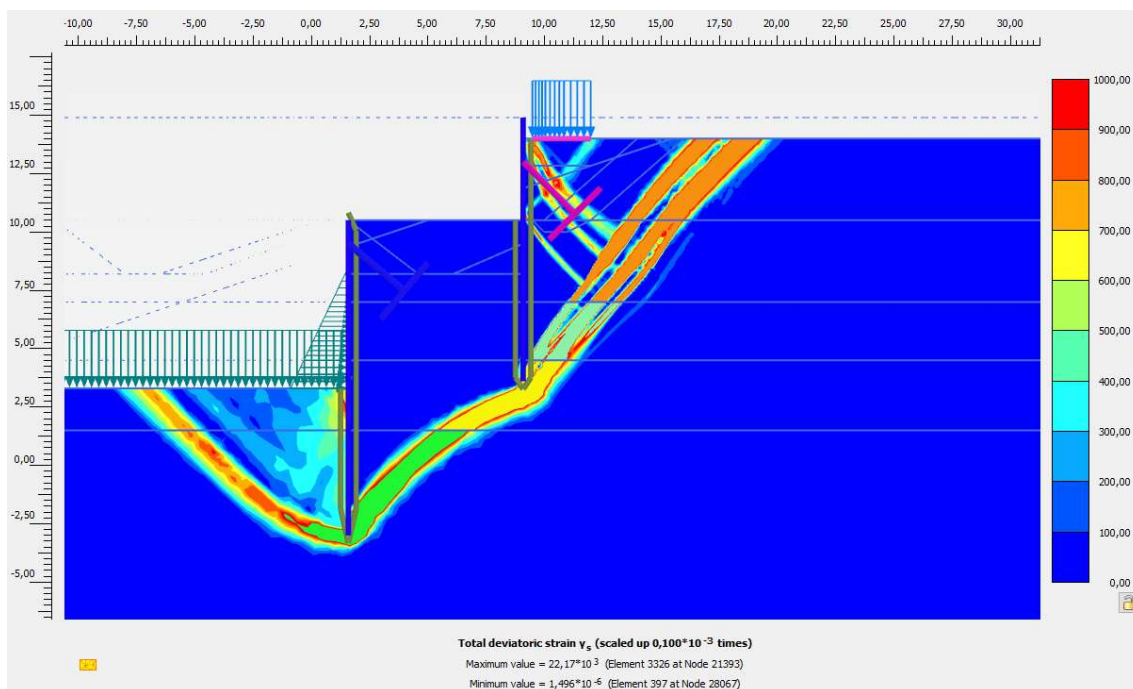




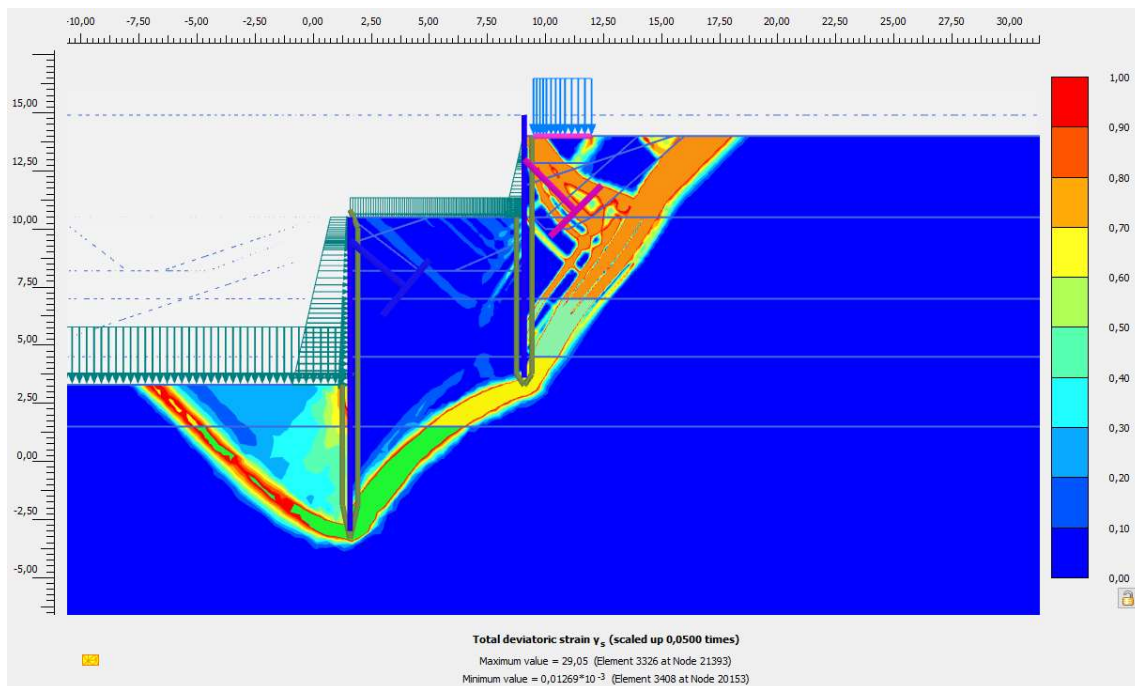
Stap 6 Stabiliteit – kritisch glijvlak



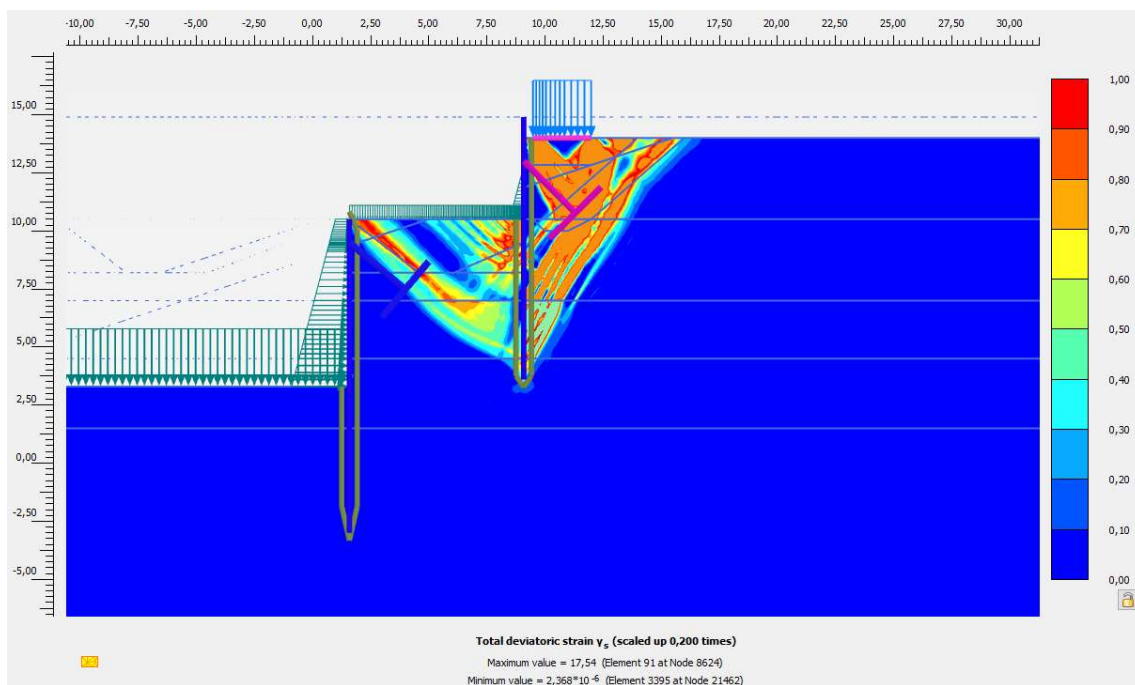
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade (stabiliteitsfactor 1,47)



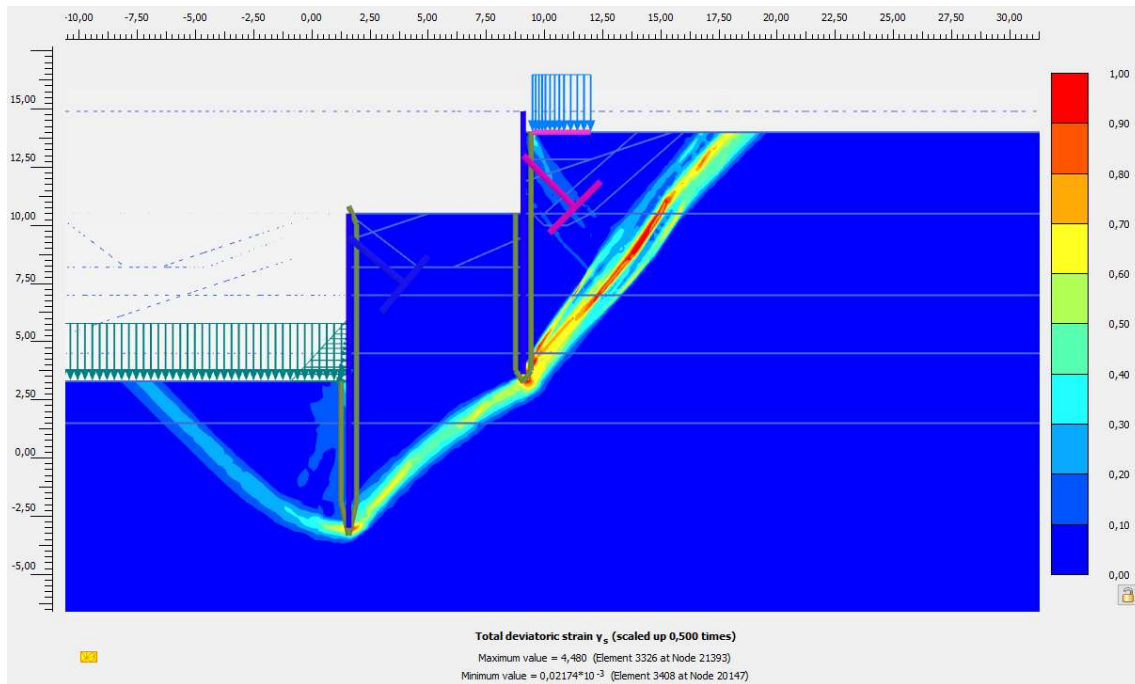
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m (stabiliteitsfactor 1,49)



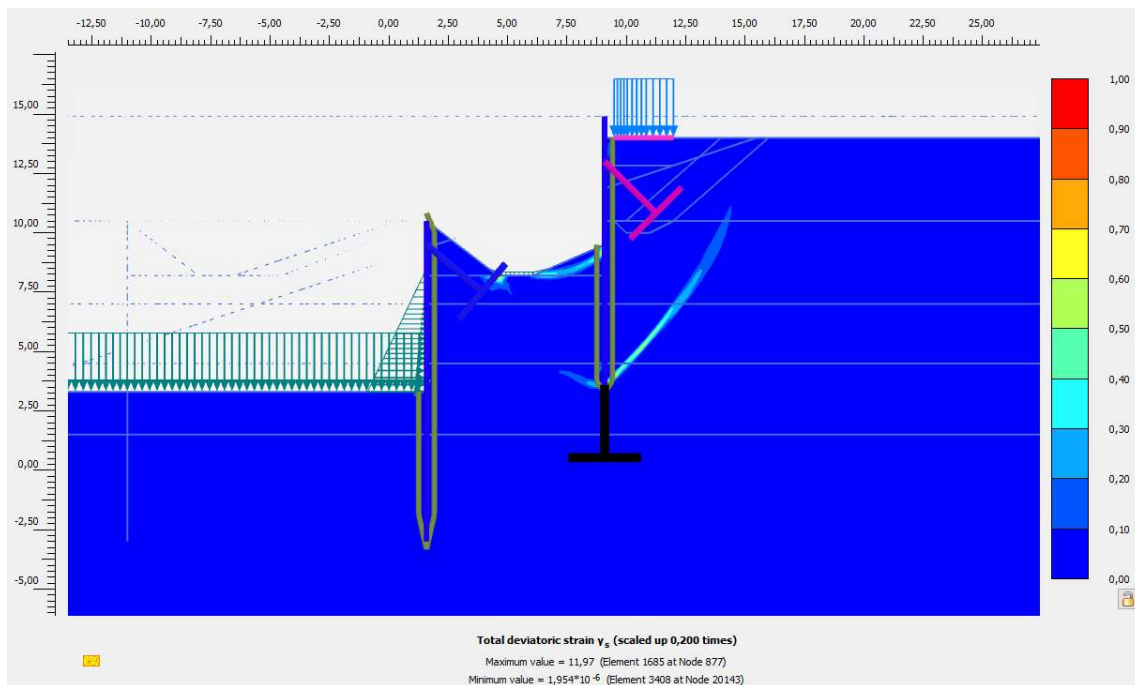
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN) (stabiliteitsfactor 1,81)



Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade (stabiliteitsfactor 1,52)



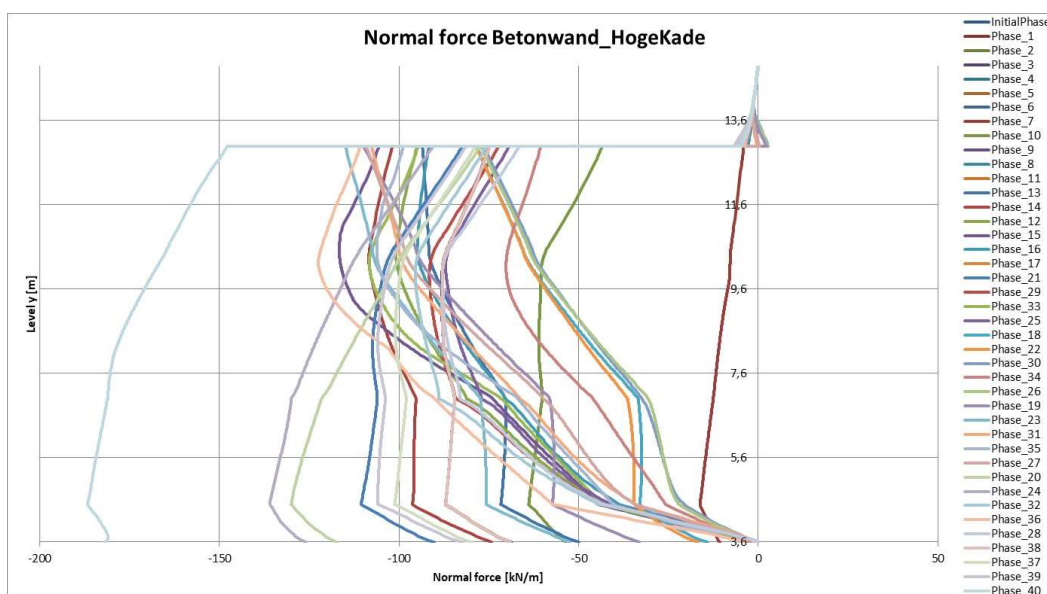
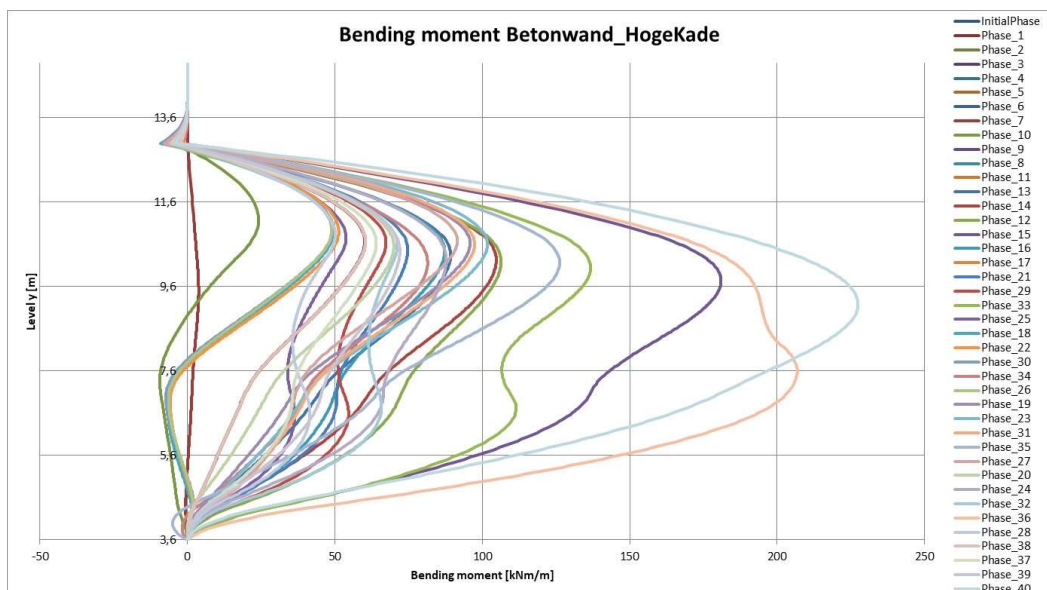
Lage waterstand NAP +6,0 m (stabiliteitsfactor 1,41)

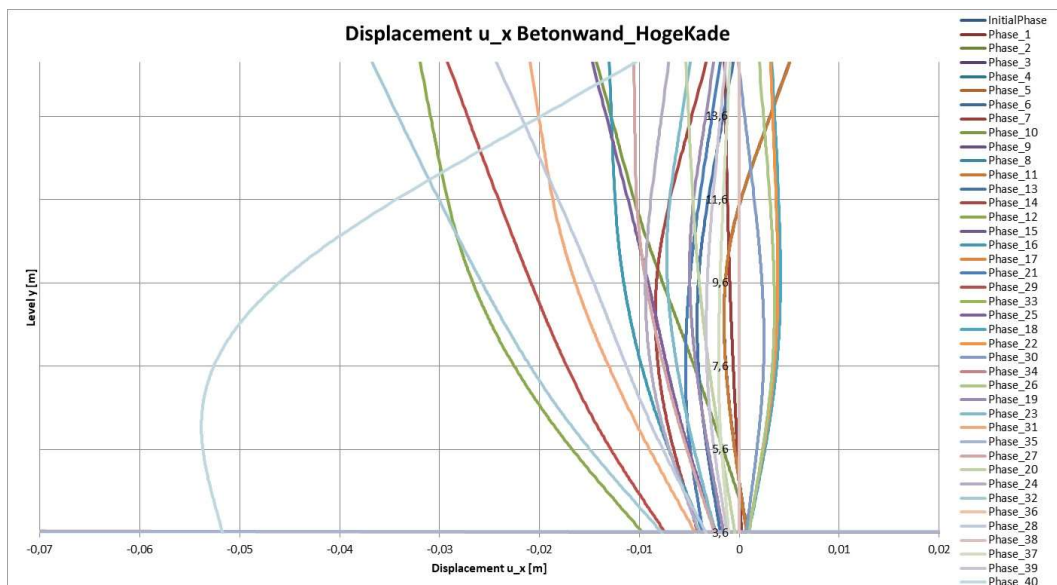
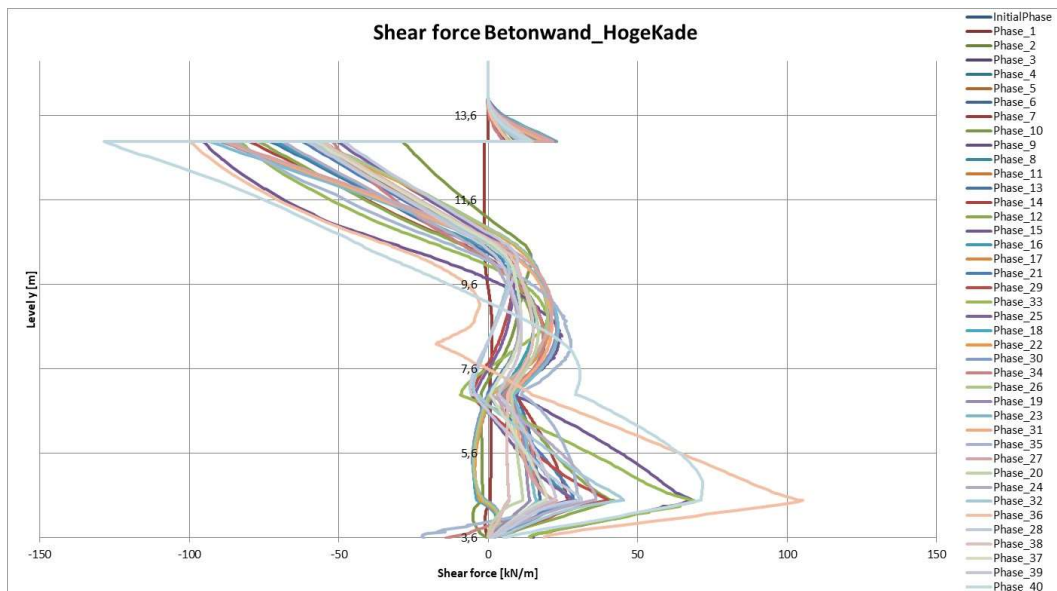


Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT) (stabiliteitsfactor 1,45)

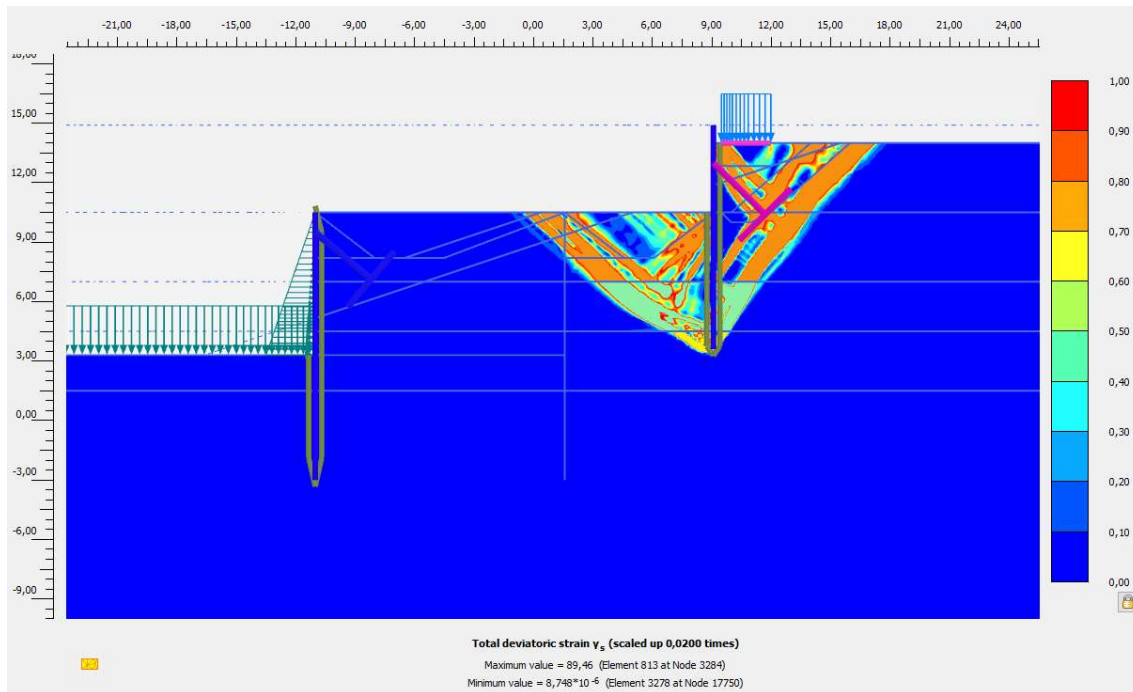
BREDE KADE

Phases										Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated on...	Ignore undr...	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First stop	Last stop
ID																				
1a-	Horizontaal maaiveld NAP +10.5m [InitialPhase]												0,000 day	0,000 day	☒	☐	☐	1000	0	0
1b-	Ontstaan riviergeul met talud 1:3 [Phase_1]												1000 day	1000 day	☒	☐	☐	1000	1	6
1c-	Ophoging hoge kade tot NAP +14 met talud 1:3 [Phase_2]												2000 day	3000 day	☒	☐	☐	1000	7	15
1d-	Aanleg lage kade [Phase_3]												3000 day	6000 day	☐	☒	☐	1000	16	26
1e-	Aanleg huidige hoge kade type 1, gem ws NAP +8.5m [Phase_4]												4000 day	10,00E3 day	☐	☐	☐	1000	27	29
1f-	Als vorige stap met lage ws NAP +6.0m [Phase_5]												5000 day	15,00E3 day	☐	☐	☐	1000	30	35
1g-	Als vorige, terug naar gem ws NAP +8.5m [Phase_6]												6000 day	21,00E3 day	☐	☐	☐	1000	36	38
2a-	Plaatsen, damwand en ankers [Phase_7]												7000 day	28,00E3 day	☐	☒	☐	1000	39	41
2b-	Aanvullen tot maaiveldniveau hoge kade [Phase_10]												9000 day	37,00E3 day	☐	☐	☐	1000	42	50
2c-	Afspannen ankers naar 100 kN/m [Phase_9]												10,00E3 day	47,00E3 day	☐	☐	☐	1000	51	53
2d-	Bekleding betonwand [Phase_8]												0,000 day	47,00E3 day	☐	☐	☐	1000	54	70
3-	Inklinking meenemen? [Phase_11]												11,00E3 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	71	72
4a-	10.5/11.5-Aanbrengen waterstand [Phase_13]												13,00E3 day	71,00E3 day	☐	☒	☐	1000	73	76
5-	10.5/11.5-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_14]												14,00E3 day	85,00E3 day	☐	☐	☐	1000	77	84
6a-	10.5/11.5-Verwijder puntveer [Phase_12]												0,000 day	85,00E3 day	☐	☐	☐	1000	85	96
6b2-	10.5/11.5-Controle Stabiliteit [Phase_15]												15,00E3 day	100,00E3 day	☐	☐	☐	150	1229	1378
4b-	10.5/11.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_16]												0,000 day	71,00E3 day	☐	☐	☐	1000	197	205
4a-	8.5-Aanbrengen waterstand [Phase_17]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☒	☐	1000	295	296
5-	8.5-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_21]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	297	304
6a-	8.5-Verwijder puntveer [Phase_29]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	305	315
6b2-	8.5-Controle Stabiliteit [Phase_33]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	150	316	465
4b-	8.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_25]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	206	213
4a-	14.2/14.0-Aanbrengen waterstand [Phase_18]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☒	☐	1000	479	482
5-	14.2/14.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_22]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	483	488
6a-	14.2/14.0-Verwijder puntveer [Phase_30]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	489	494
6b2-	14.2/14.0-Controle Stabiliteit [Phase_34]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	150	495	644
4b-	14.2/14.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_26]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	214	218
4a-	12.8/14.0-Aanbrengen waterstand [Phase_19]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☒	☐	1000	673	678
5-	12.8/14.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_23]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	679	685
6a-	12.8/14.0-Verwijder puntveer [Phase_31]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	686	695
6b2-	12.8/14.0-Controle Stabiliteit [Phase_35]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	150	696	845
4b-	12.8/14.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_27]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	219	226
4a-	6.0-Aanbrengen waterstand [Phase_20]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☒	☐	1000	860	862
5-	6.0-Berekeningen momenten en krachten in "UGT" [Phase_24]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	863	871
6a-	6.0-Verwijder puntveer [Phase_32]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	872	893
6b2-	6.0-Controle Stabiliteit [Phase_36]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	125	894	1018
4b-	6.0-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_28]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	227	237
4a-	8.5-Aanbrengen waterstand [Phase_38]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☒	☐	1000	1109	1110
4b-	8.5-Aanbrengen verkeersbelasting [Phase_37]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	97	101
7a-	8.5-Erosiekrater [Phase_39]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	1000	102	107
7b-	8.5-Controle Stabiliteit erosiekrater [Phase_40]												0,000 day	58,00E3 day	☐	☐	☐	110	1111	1220

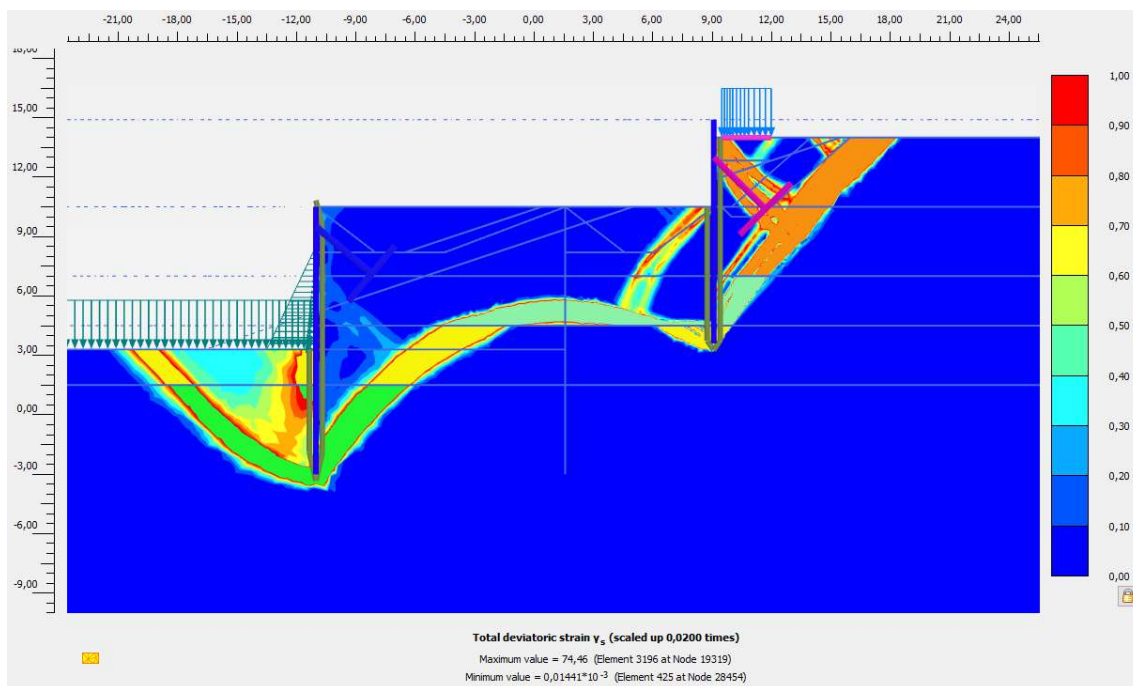




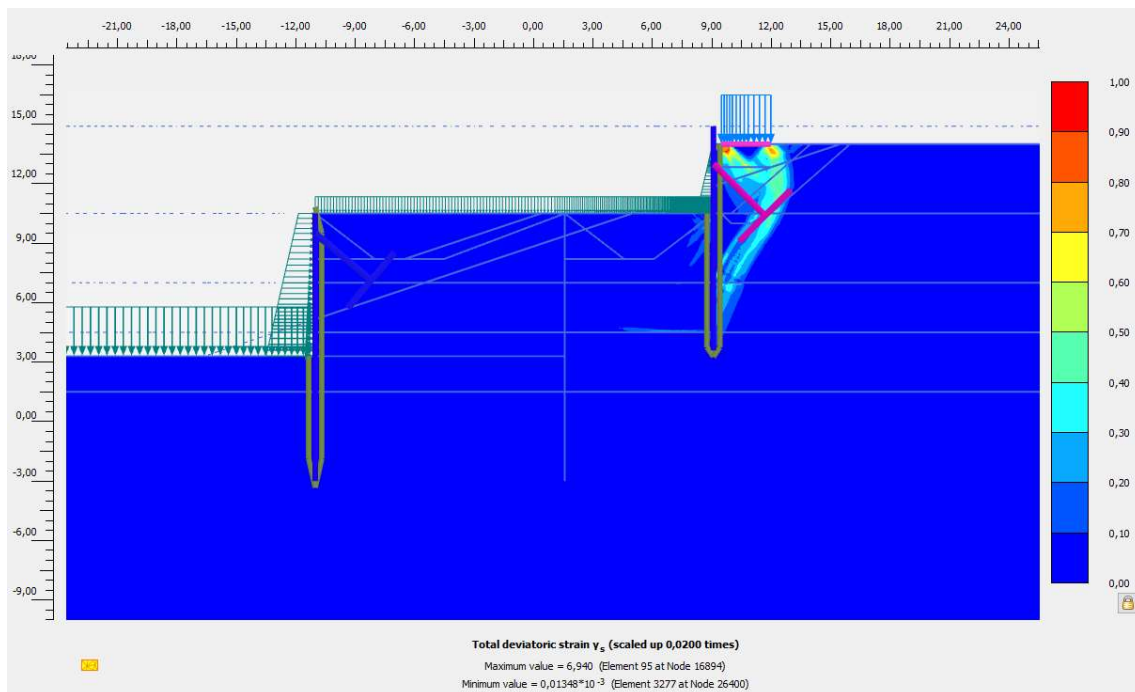
Stap 6 Stabiliteit – kritisch glijvlakken



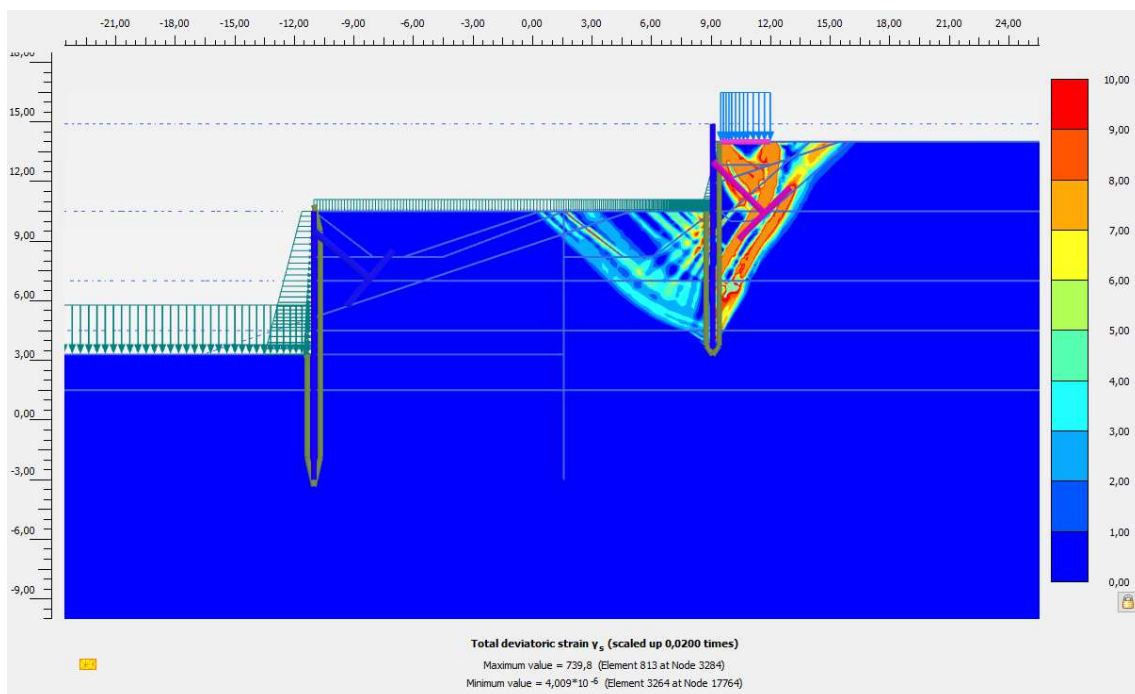
Waterstand +11,5 m NAP hoge kade en NAP +10,5 m lage kade (stabiliteitsfactor 1,46)



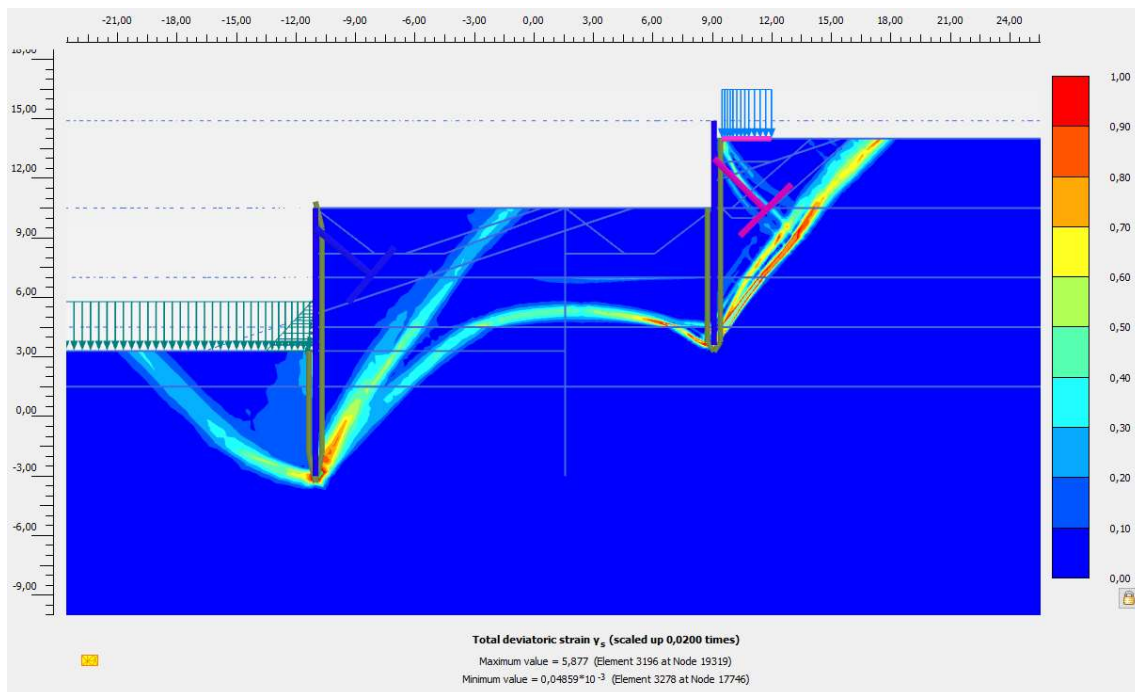
Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m (stabiliteitsfactor 1,71)



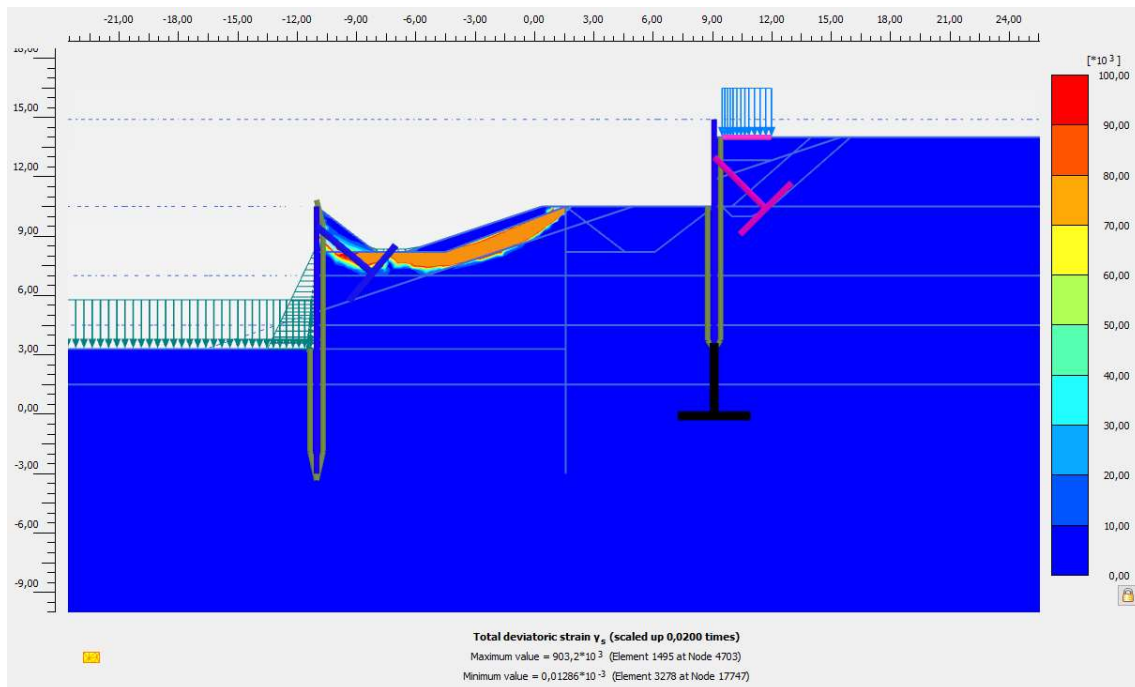
Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +14,2 m lage kade (WBN) (stabiliteitsfactor 2,03)



Waterstand +14,0 m NAP hoge kade en NAP +12,8 m lage kade (stabiliteitsfactor 1,53)



Lage waterstand NAP +6,0 m (stabiliteitsfactor 1,63)

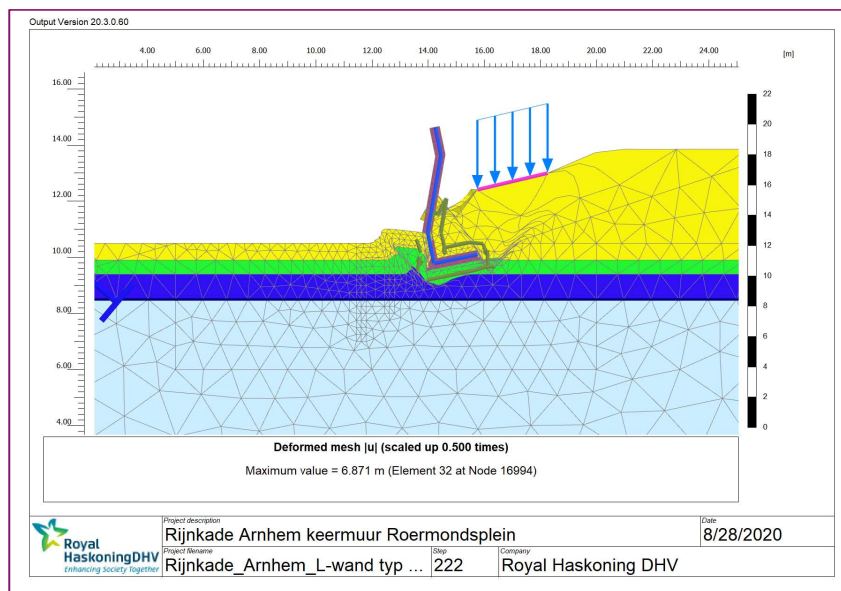


Gemiddelde waterstand NAP +8,5 m en erosiegeul riolering lage kade, beschouwd als calamiteit (BGT) (stabiliteitsfactor 1,79)

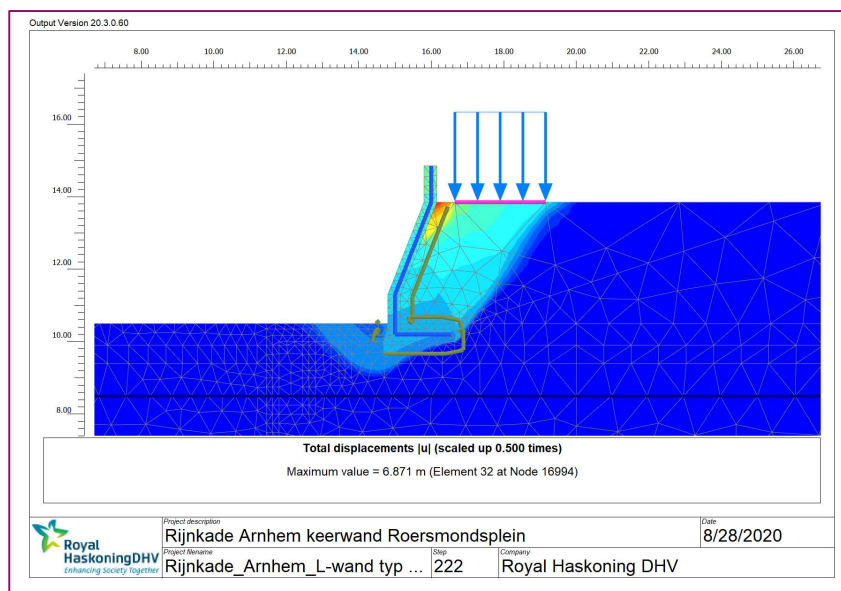
BIJLAGE H

Plaxis berekeningsresultaten bestaande keerwanden

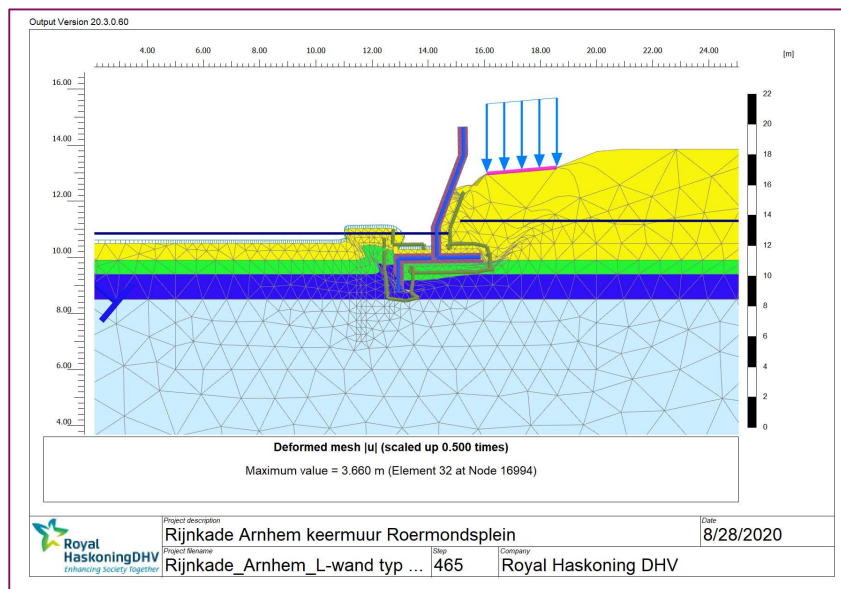
Bijlage H1 Bestaande keerwand Roermondsplein



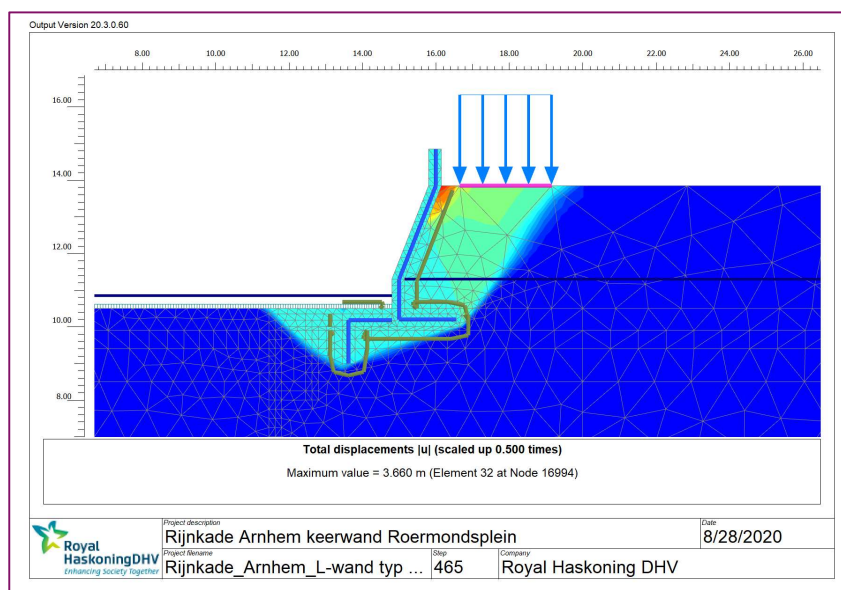
Keerwand Roermondsplein, bestaande geometrie, gemiddelde waterstand NAP +8,5 m, berekende veiligheidsfactor 1,07



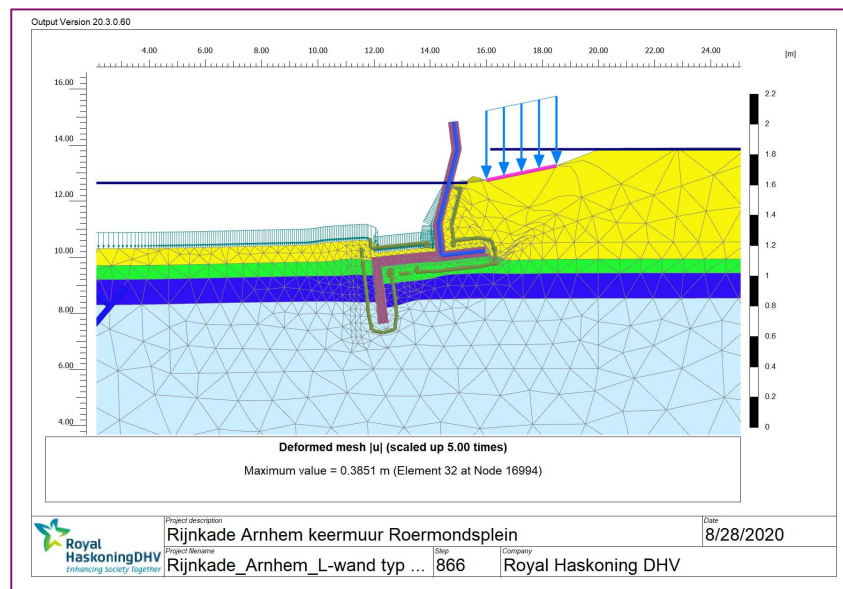
Keerwand Roermondsplein, bestaande geometrie, gemiddelde waterstand NAP +8,5 m, berekende veiligheidsfactor 1,07



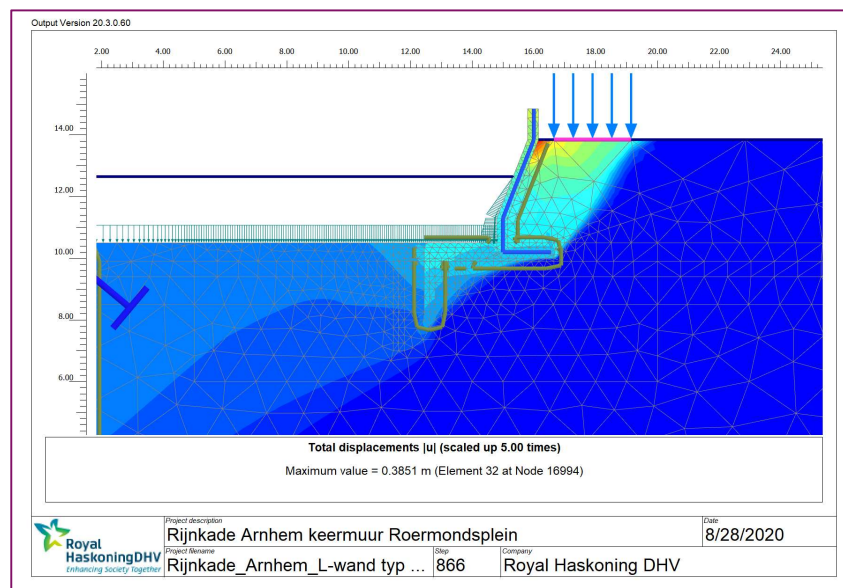
Keerwand Roermondsplein, voet 1 m verbreed en verdiept, 0,45 m gws verval, berekende veiligheidsfactor 1,17



Keerwand Roermondsplein, voet 1 m verbreed en verdiept, 0,45 m gws verval, berekende veiligheidsfactor 1,17

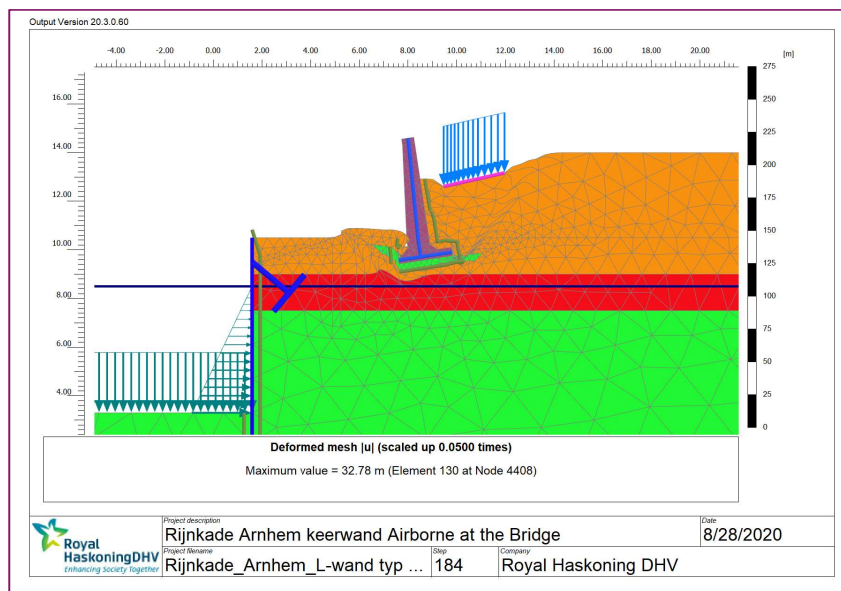


Keerwand Roermondsplein, voet 2 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,31

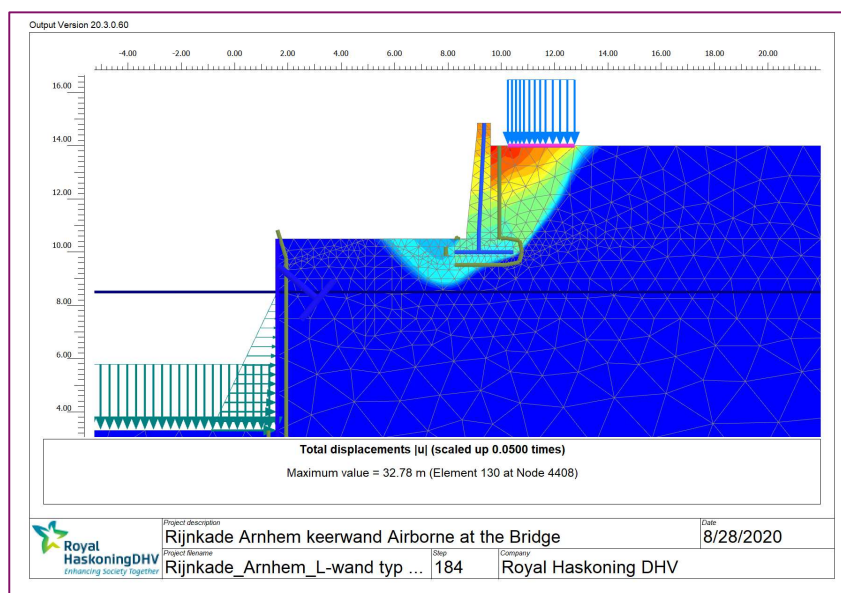


Keerwand Roermondsplein, voet 2 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,31

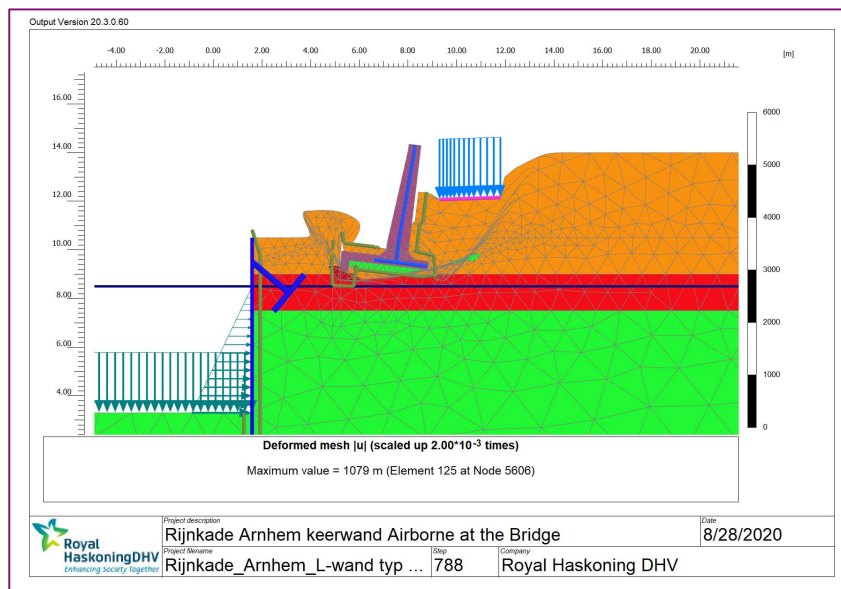
Bijlage H2 Bestaande keerwand nabij Airborne at the Bridge



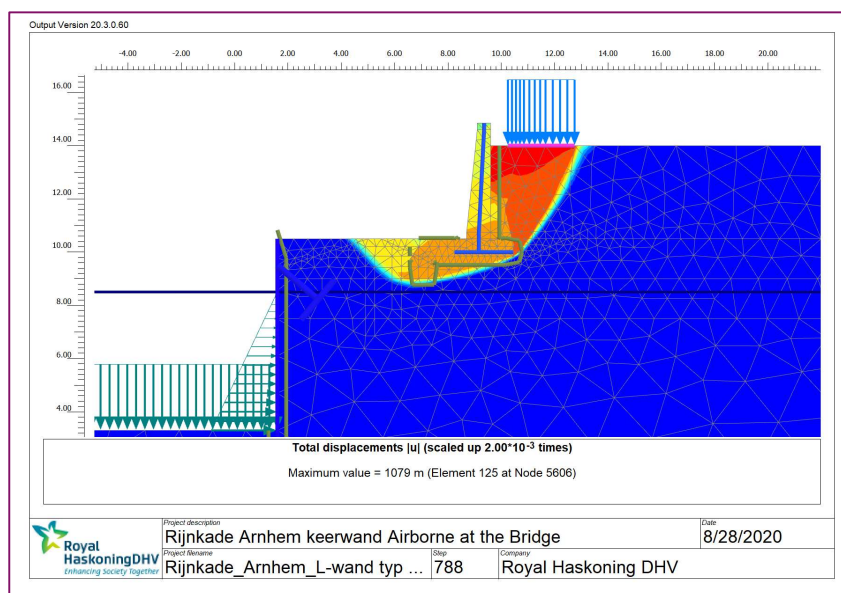
Keerwand nabij Airborne at the Bridge, bestaande geometrie, gemiddelde waterstand, berekende veiligheidsfactor 1,08



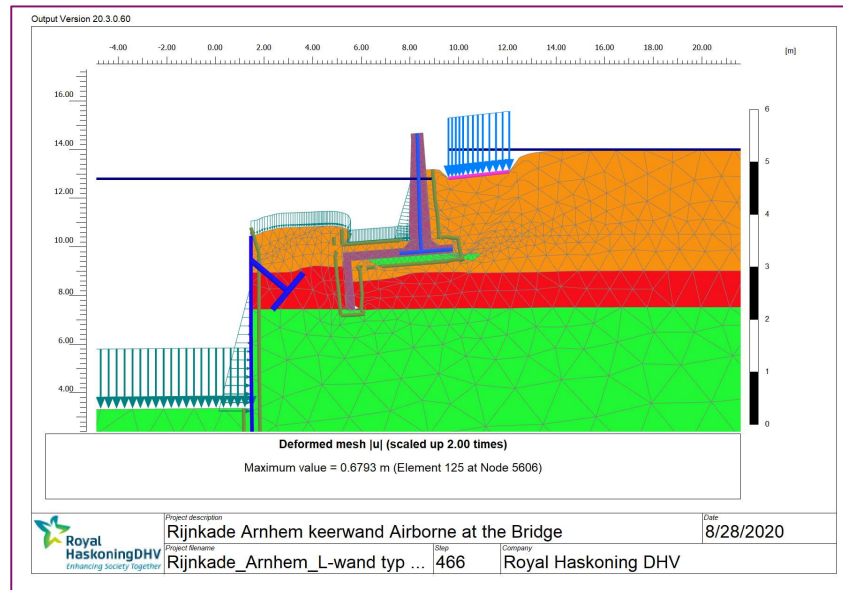
Keerwand nabij Airborne at the Bridge, bestaande geometrie, gemiddelde waterstand, berekende veiligheidsfactor 1,08



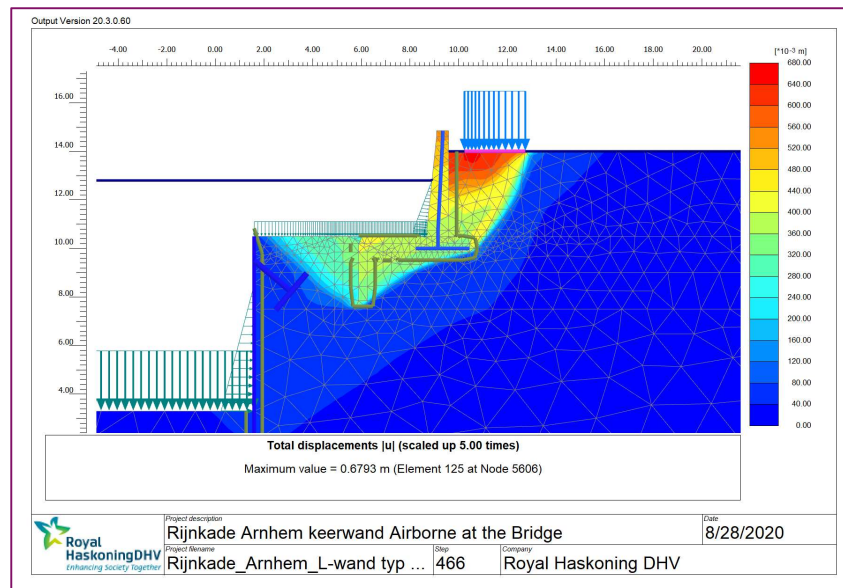
Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 1 m verbreed en verdiept, gemiddelde waterstand, berekende veiligheidsfactor 1,27



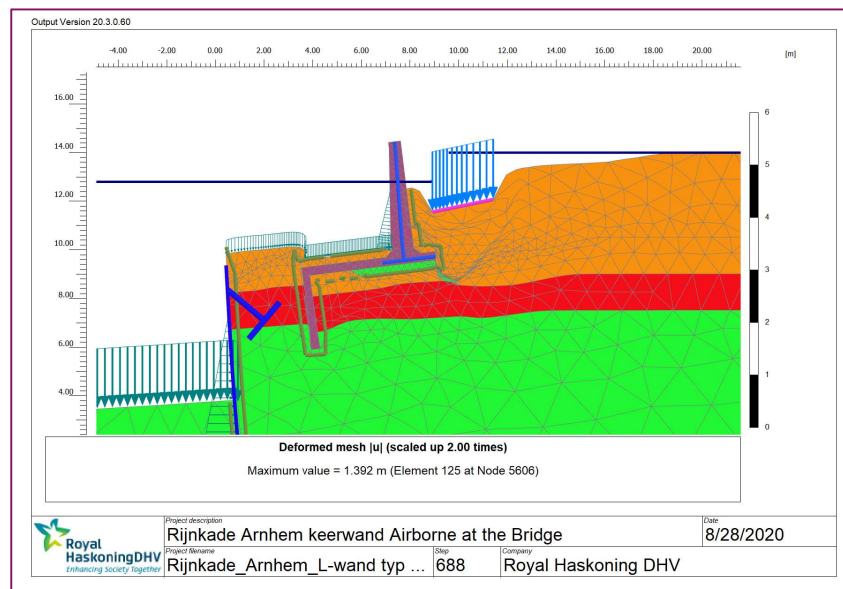
Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 1 m verbreed en verdiept, gemiddelde waterstand, berekende veiligheidsfactor 1,27



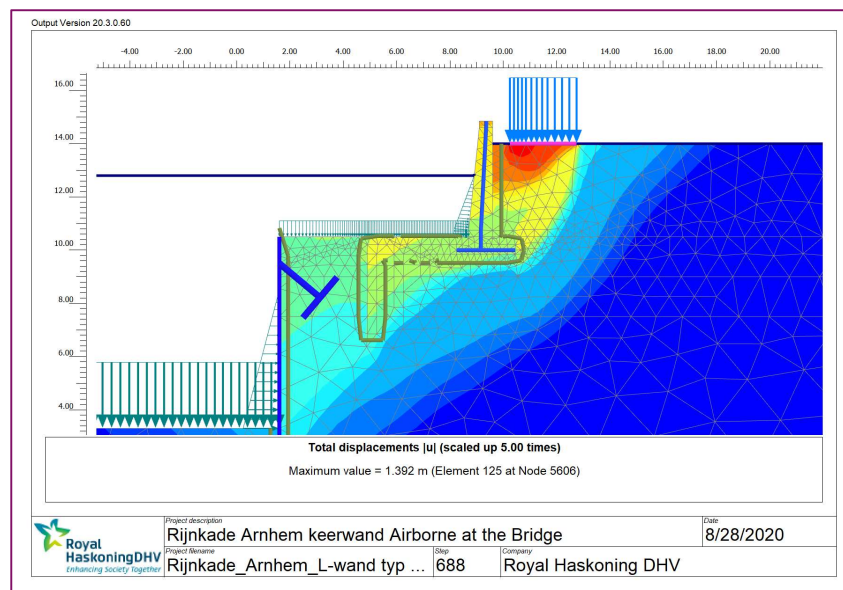
Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 2 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,21



Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 2 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,21



Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 3 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,47



Keerwand nabij Airborne at the Bridge, voet 3 m verbreed en verdiept, val na hoog water, berekende veiligheidsfactor 1,47

BIJLAGE I

Controle invloed van uitbreiding hoge kade in keerwand op de keerconstructie van de lage kade