Willem-Alexanderhaven

Integrale Ontwerpnota Primaire Keringen

Port of Roermond Cooperatief U.A.

A Schipperswal 19
6041 TC Roermond

T -

SBE Rotterdam

A Weena 335, 3013 AL Rotterdam (NL)
T +31 10 745 74 70
E info@sbe-engineering.nl
W www.sbe-engineering.com

REV	DATUM	OMSCHRIJVING	IR	CONTR	GOED
1.0	26/09/2024	Eerste uitgave	GRO	CVM	GRO
A	29/04/2026	Review Waterschap Limburg verwerkt	CVM	GRO	GRO
B					
C					
D					
E					

PROJECT	DOC. TYPE	DISCIPLINE	FASE	DOC. NR	REVISIE
15298	**ALG**	**G**	**DO**	**016**	**A**

INHOUDSOPGAVE

1 Inleiding 5
- 1.1 Aanleiding 5
- 1.2 Doel van dit document 6
- 1.3 Scope document 6
- 1.4 Uitwerkingsniveau van het ontwerp 6
- 1.5 Leeswijzer 7
- 1.6 Trajectbeschrijving primaire kering 8
- 1.7 Afkortingen 9

2 Uitgangspunten ruimtelijke inpasbaarheid 10
- 2.1 Huidige situatie 10
- 2.2 Aansluitingen op andere deeltrajecten/hoge grond 13
- 2.3 Coupures en afsluiters 14

3 Technische Uitgangspunten 15
- 3.1 Overstromingsnorm 15
- 3.2 Geometrische uitgangspunten 15
- 3.3 Veiligheidsfilosofie 16
- 3.4 Grondprofielen en grondparameters 18
- 3.5 Bodem- en maaiveldniveau 24
- 3.6 Hydraulische randvoorwaarden 28
- 3.7 Maatgevende schepen 29

4 Belastingen 31
- 4.1 Eigen gewicht kadeconstructie 31
- 4.2 Bolder- en haalpenbelasting 31
- 4.3 Hydraulische belasting door scheepvaart 31
- 4.4 Bovenbelasting 31
- 4.5 Kraanbelasting 32
- 4.6 Belastingschema's 32
- 4.7 Belastingcombinaties 38
- 4.8 Materialen 39

5 Ontwerp 41
- 5.1 Ontwerp nieuwe logistieke kaden – secties 1a, 1b, 3 en 4 41
- 5.2 Ontwerp nieuwe kerende wand talud – sectie 2 49
- 5.3 Ontwerp verbouw bestaande logistieke kade – sectie 5 52
- 5.4 Ontwerp sectie 12 - bestaande logistieke kade Sif 54
- 5.5 Ontwerp nieuwe landkering – secties 3b1, 3c en 3d 59
- 5.6 Omgang met vervallen keringen 64

6 Modellering 65
- 6.1 Verticaal evenwicht 65
- 6.2 Zakkendegrondopankers 65
- 6.3 [redacted] 69
- 6.4 Sectie 12 – Bestaande logistieke kade 70

7 Toetsing van het ontwerp 72

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.1 Faalkansbegroting....72
Beoordeling van de waterveiligheid....73
7.2 73
7.3 Ontwerpaspecten damwandconstructies....77
7.4 Controle Damwand....80
7.5 Stabiliteit damwanden....81
7.6 Vervormingscriteria....85
7.7 Verankering....86
7.8 Ankergording....89
7.9 Verbinding en ondersteuning van ankergording met damwand....91
7.10 Bodembescherming....91
7.11 Geohydrologie....95

8 Contextobjecten....96
8.1 Aansluitingen....96
8.2 Bestaande en nieuwe constructies....97
8.3 Kabels en leidingen....99

9 Waterveiligheid....106

10 Beheer en onderhoud....108
10.1 Keur en legger....108
10.2 Beheer en onderhoud....109

11 Uitvoeringsfase....111
11.1 Uitvoeringsvolgorde....111
11.2 Heibaarheid / inbrengbaarheid....111
11.3 Trillingen en zettingen....125
11.4 Mechanisme trillingen....125
11.5 Zettingen....134
11.6 Trillingsarme en trillingsvrije installatie....138
11.7 Hinder....140
11.8 Kabels en leidingen rondom de waterkering....143
11.9 Tijdelijke wegen....143

12 Verificatie Klant Eisen Specificatie....144

13 Openstaande punten....145
13.1 Contract en aanbesteding....145
13.2 Uitvoering....145
13.3 Ontwerp – sectie 12 bestaande kade Sif....147

14 Referenties....149

Bijlages....152
Bijlage 1 Berekening Hoogte kering integraalplan....152
Bijlage 2 Geo-constructieve berekeningen....153
Bijlage 3 Constructieve toetsing damwand profiel....154
Bijlage 4 Verankering....155
Bijlage 5 Toetsing gording....156
Bijlage 6 Berekeningen bodembescherming....157

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 7 Zakkende grond analyse op ankers 158
Bijlage 8 Ontwerp steige[redacted]ns 159
Bijlage 9 Geohydrologische analyse 160
Bijlage 10 Zakkings- en trillingsanalyse 161
Bijlage 11 Verkeersadvies 162
Bijlage 12 Ontwerptekeningen 163
Bijlage 13 Verificatie KES 164
Bijlage 14 Onderzoeken 165
Bijlage 15 Ontwerpdocumenten VARO (VKA) 166
Bijlage 16 Beheertekening kadebelastingenp 167

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

1 Inleiding

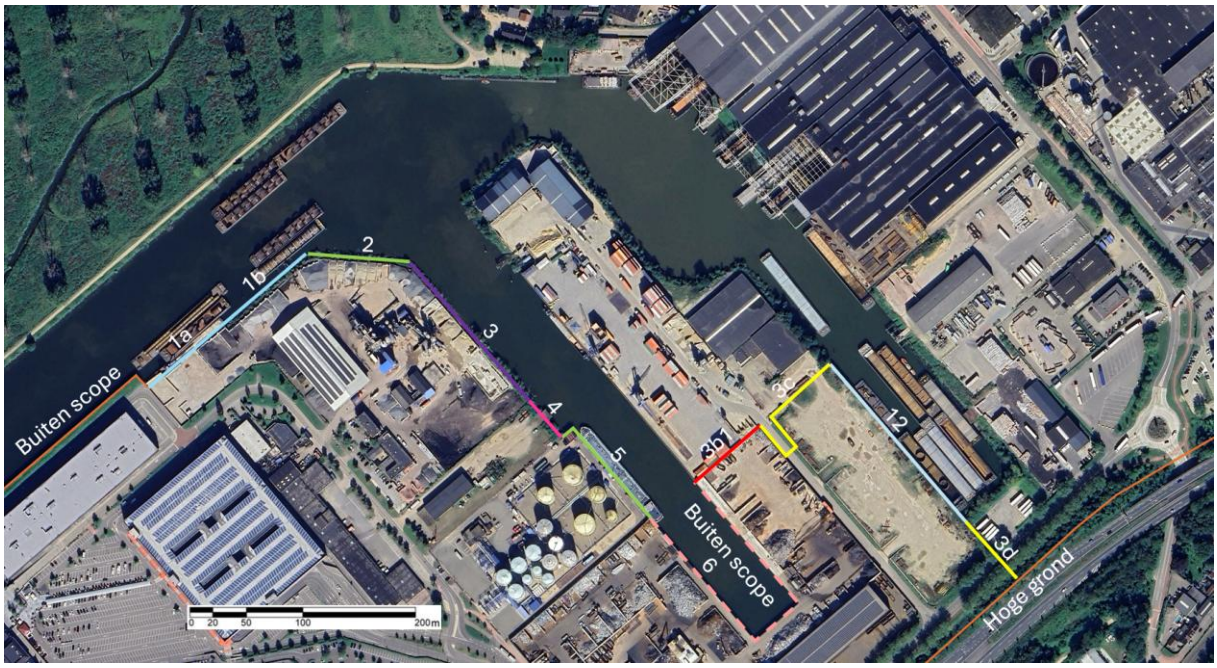
1.1 Aanleiding

In opdracht van Port of Roermond Coöperatief U.A. heeft SBE een ontwerp opgesteld voor een nieuwe primaire kering in de Willem-Alexanderhaven te Roermond.

De huidige kering, aangelegd na de overstromingen in de jaren '90, bestaat uit een versnipperd geheel van harde keringen. Inmiddels is vastgesteld dat deze kering onvoldoende hoog en sterk is om het achterliggende gebied adequaat te beschermen. Om te voldoen aan de wettelijke norm is ophoging noodzakelijk.

In het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei is in 2019 door Waterschap Limburg een voorkeursalternatief (VKA) vastgesteld. In dit plan blijven echter enkele bedrijven buitendijks. Port of Roermond wenst een groter deel van het bedrijventerrein te beschermen tegen hoogwater. Daarom hebben de betrokken bedrijven, de gemeente Roermond, de provincie Limburg en het waterschap in februari 2021 afspraken gemaakt om gezamenlijk aanvullende oplossingen te onderzoeken. Het doel is ook voor de buitendijkse bedrijven perspectief op hoogwaterbescherming te creëren.

Het plan voor de nieuwe primaire kering in de Willem-Alexanderhaven (onderdeel van normtraject 76-2) is weergegeven in Figuur 1.1 . Deze kering beschermt een groter deel van het bedrijventerrein en bestaat uit een combinatie van logistieke kaden, damwandconstructies in het bestaande talud (kerende wanden talud), en nieuwe kerende wanden in het terrein.



Figuur 1.1 Overzichtskaart tracé nieuwe primaire kering

Een deel van dit tracé volgt het traject van het eerder vastgestelde voorkeursalternatief. Zowel de bestaande als de nieuwe kadeconstructies die deel uitmaken van de primaire kering dienen te voldoen aan de eisen voor hoogwaterveiligheid.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

1.2 Doel van dit document

Deze rapportage onderbouwt het Detail Ontwerp (DO) voor de versterking van de primaire keringen in de Willem-Alexanderhaven.

1.3 Scope document

De scope van dit document beperkt zich tot de constructies die deel uitmaken van de primaire waterkering.

Een uitzondering vormt sectie 6[redacted]ten Metaalrecycling. Deze bestaande kering is eerder getoetst en voldoet aan de eisen. Omdat voor deze sectie geen versterkingsopgave geldt, valt deze kering buiten de scope van dit ontwerp.

Daarnaast voorziet Port of Roermond in de aanleg van maatwerkkeringen voor de [redacted]ijven Kalle en [redacted]r, Sif en Smurfit Westrock. Deze keringen zijn aanvullend op de primaire kering, maar worden niet als primaire kering aangemerkt. Ze maken daarom géén onderdeel uit van de scope van dit ontwerp en vallen niet onder het beheer of eigendom van Waterschap Limburg; nu en in de toekomst.

1.4 Uitwerkingsniveau van het ontwerp

De logistieke kades en kerende wanden zijn in deze integrale ontwerpnota uitgewerkt tot DO-niveau. Voor deze onderdelen is de resterende ontwerpinspanning minimaal; alle hoofdkeuzes ten aanzien van constructieve opbouw, materiaalgebruik, afmetingen en faalmechanismen zijn vastgelegd in dit ontwerpdossier. De opdrachtnemer kan deze onderdelen rechtstreeks in uitvoering brengen.

Voor kruisingen van de waterkering, putten, voorzieningen voor kabels en leidingen en overige ondersteunende objecten is het ontwerp nog niet tot DO-niveau uitgewerkt. Hier zijn wel randvoorwaarden, functionele eisen en uitgangspunten vastgelegd, maar detailengineering en werkmethodiek worden in het bestek nadrukkelijk aan de opdrachtnemer overgelaten. Daarmee ligt hier nog een substantiële ontwerpinspanning, die onderdeel zal vormen van het contract en het overdrachtsdossier.

De gedachte hierachter is: de kritische primaire onderdelen (logistieke kades en kerende wanden) zijn op hoog detailniveau voorbereid, terwijl secundaire objecten (kruisingen, putten, kabels en leidingen) de nodige ontwerpvrijheid en -verantwoordelijkheid bij de opdrachtnemer laten.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

1.5 Leeswijzer

Voorliggend document is als volgt opgebouwd:

- Hoofdstuk 1 geeft de inleiding, met daarin de aanleiding, doel en scope van het document, een trajectbeschrijving van de primaire kering, en een overzicht van de gebruikte afkortingen.
- Hoofdstukken 2 en 3 beschrijven de uitgangspunten die aan het ontwerp ten grondslag liggen. Hoofdstuk 2 richt zich op de ruimtelijke inpasbaarheid en aansluitingen op de omgeving, terwijl hoofdstuk 3 de technische uitgangspunten vastlegt, waaronder overstromingsnormen, geometrie, grondprofielen en hydraulische randvoorwaarden.
- Hoofdstuk 4 behandelt de belastingen die op de constructies werken, zoals eigen gewicht, scheepvaartbelasting en kraanbelastingen, inclusief belastingschema's en combinaties.
- Hoofdstuk 5 presenteert het ontwerp per sectie van de haven en kering, inclusief nieuwe kadeconstructies, kerende wanden, landkeringen en verbouw van bestaande kades.
- Hoofdstuk 6 geeft extra informatie over de modellering van diverse zaken in het ontwerp en hoofdstuk 7 bevat de toetsing van het ontwerp en de resultaten daarvan, waaronder damwandgedrag, stabiliteit, vervorming, verankering en bodembescherming.
- Hoofdstuk 8 gaat in op contextobjecten, zoals aansluitingen, maatwerkkeringen, kabels en leidingen.
- Hoofdstuk 9 bespreekt de borging van de waterveiligheid en hoofdstuk 10 de aspecten van beheer en onderhoud, met verwijzing naar keur en legger.
- Hoofdstuk 11 behandelt aandachtspunten voor de uitvoeringsfase, zoals bouwfasering, heibaarheid, trillingen, zettingen, hinder en tijdelijke voorzieningen.
- Hoofdstuk 12 en 13 bevatten respectievelijk de verificatie van de Klant Eisen Specificatie (KES) en een overzicht van openstaande punten.
- Hoofdstuk 14 sluit af met de referenties.
- De bijlagen geven een nadere onderbouwing met berekeningen, analyses, ontwerpen, toetsingen en ontwerptekeningen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

1.6 Trajectbeschrijving primaire kering

Het traject van de primaire keringen in de Willem-Alexanderhaven is gegeven in Figuur 1.1. Het ontwerp van de kering bestaat uit een verticale constructie met een ontwerphoogte variërend over de lengte van het traject van NAP +22,00 m tot NAP +22,50 m. De kering bestaat uit:

- Logistieke kaden (verticale constructie met een horizontale bodem, geschikt voor het afmeren, laden en lossen van schepen)
- Kerende wanden talud (verticale constructie met een voorliggend onderwatertalud).
- Kerende wanden (verticale constructie met aan beide zijden maaiveld).

Op bepaalde delen van het traject wordt de basis van de bestaande kadeconstructie hergebruikt (secties 5 en 12) als met een technische onderbouwing kan worden aangetoond dat dit haalbaar is, in de overige secties wordt een nieuwe constructie gerealiseerd.

De primaire kering loopt over de in Tabel 1.1 genoemde secties en heeft een totale lengte van 1.355 m.

Tabel 1.1 Nieuw tracé primaire kering

Sectie	Naam sectie	Lengte [m]	Eigenaar terrein
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	90	BESIX
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	95	BESIX
2	Kerende wand talud [1]	95	BESIX
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	165	BESIX
4	Nieuwe logistieke Ka[redacted]ns]	45	[redacted]s
5	Bestaande logistieke kade [VARO]	115	VARO
6	Bestaande logistieke ka[redacted]ten (geen scope)	340	[redacted]
3b1	Kerende wan[redacted]lle [redacted]ker]	75	[redacted] [redacted]e er[redacted]er
3c	Kerende wand [Sif]	90	Sif
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	180	Sif
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	65	Gemeente Roermond

In het zuidwesten sluit het traject met de nieuwe logistieke kade BESIX (sectie 1a) aan op de bestaande Maaskade (ook aangeduid als kade Yumble). Deze nieuwe logistieke kade zal deels achter de bestaande logistieke kade gerealiseerd worden (sectie 1a) en deels in het bestaande talud 1 (sectie 1b) zodat een rechte doorgaande kade ontstaat zonder verspringing. Via kerende wand talud 1 (sectie 2) en een nieuwe logistieke kade talud 2 (sectie 3) in het talud ter plaatse van de waterlijn langs het terrein van BESIX wordt vervolgens aangesloten op een nieuwe logistieke kade [redacted]Koopmans wordt gerealiseerd (sectie 4).

De nieuwe logistieke kad[redacted]ans (sectie 4) en de bestaande logistieke kade VARO (sectie 5) maken ook onderdeel uit van het voorkeursalternatief. Voor een beschrijving van het referentieontwerp van kade[redacted]s en kade VARO wordt verwezen naar [62].

Kade VARO (sectie 5) sluit ter hoogte van de overgang tussen het terrein van VARO en het terrein van [redacted] aan op kad[redacted]n (sectie 6), waarvoor volgens [62] geen versterkingsopgave geldt.

Op de grens tussen het terrein [redacted]nten en het terre[redacted]an k[redacted]n Bakker (sectie 3b1) en in een rechte lijn over het Sif terrein (sectie 3c) wordt middels een kerende wand aangesloten op de

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

bestaande logistieke kade van Sif (sectie 12). Het gedeelte kerende wand 3b1 maakt onderdeel uit van het voorkeursalternatief.

1.7 Afkortingen

Tabel 1.2 Afkortingen

Afkorting	Betekenis
BGT	Bruikbaarheidsgrenstoestand – komt overeen met SLS (Serviceability Limit State)
BSKW	Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
CUR	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving
CC	Consequence Class (gevolgklasse) volgens de Eurocodes
DO	Definitief Ontwerp
GEKB	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
HWA	Hemelwaterafvoer
HTKW	Hoogte kunstwerk (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
IGT	Incidentele grenstoestand – komt overeen met ALS (Accidental Limit State)
NAP	Normaal Amsterdams Peil
OOO	Opsporing van Ontplofbare Oorlogsresten (Voorheen NGE)
PPN	Paalpunt niveau
PKN	Paalkop niveau
PKW	Piping bij kunstwerk (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
SMI	Standaarden Maritieme Infrastructuur
STBI	Macrostabiliteit binnenwaarts (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
STBU	Macrostabiliteit buitenwaarts (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
STKWp	Sterkte en stabiliteit kunstwerk (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
STPH	Piping (toetsing uit OI2014v4 en WBI)
UGT	Uiterste grenstoestand – komt overeen met ULS (Ultimate Limit State)
VKA	Voorkeurs Alternatief (Plan uit 2019 voor de versterking van normtraject 76-2)
VSP	Voorspanfase
VO	Voorlopig Ontwerp
WL	Waterschap Limburg

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

2 Uitgangspunten ruimtelijke inpasbaarheid

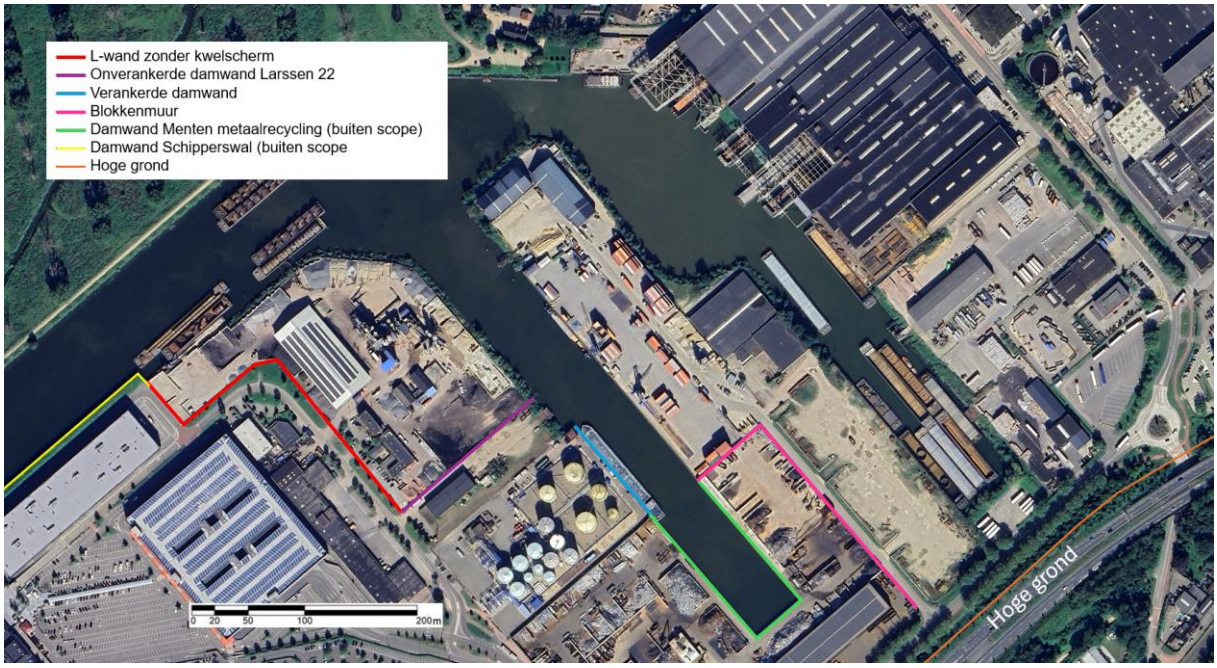
2.1 Huidige situatie

2.1.1 Huidige waterkering

De waterkering bestaat momenteel uit een aantal verschillende constructietypen. Deze zijn weergeven in Figuur 2.1 en Tabel 2.1:

- Aan de landzijdige kant van het terrein van BESIX (secties 1, 2 en 3) bestaat de huidige waterkering uit een L-wand zonder kwelscherm.
- Tussen de terreinen van BESIX (sectie 3) en [redacted]ns (sectie 4) bestaat de huidige waterkering uit een onverankerde damwand.
- Bij de terreinen va[redacted]ans (sectie 4) en VARO (sectie 5) ligt momenteel geen genormeerde waterkering.
- Bij VARO (sectie 5) staat een kadeconstructie.
- Langs het terrein va[redacted]en Metaalrecycling ligt momenteel geen genormeerde waterkering. Langs deze dijkvakken staat een niet-waterkerende muur van Legioblokken.

Tussen de blokkenmuur en de hoge grond ligt de Mijnheerkensweg. Het tracé van de waterkering kruist deze verkeersweg. De Mijnheerkensweg heeft een afslag ter plaatse van deze kruising. De afslaande weg (richtin[redacted]le en [redacted]) heet ook Mijnheerkensweg.



Figuur 2.1 Overzicht momenteel aanwezige constructies langs tracé

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 2.1 Overzicht aanwezige constructies langs bestaand tracé primaire kering

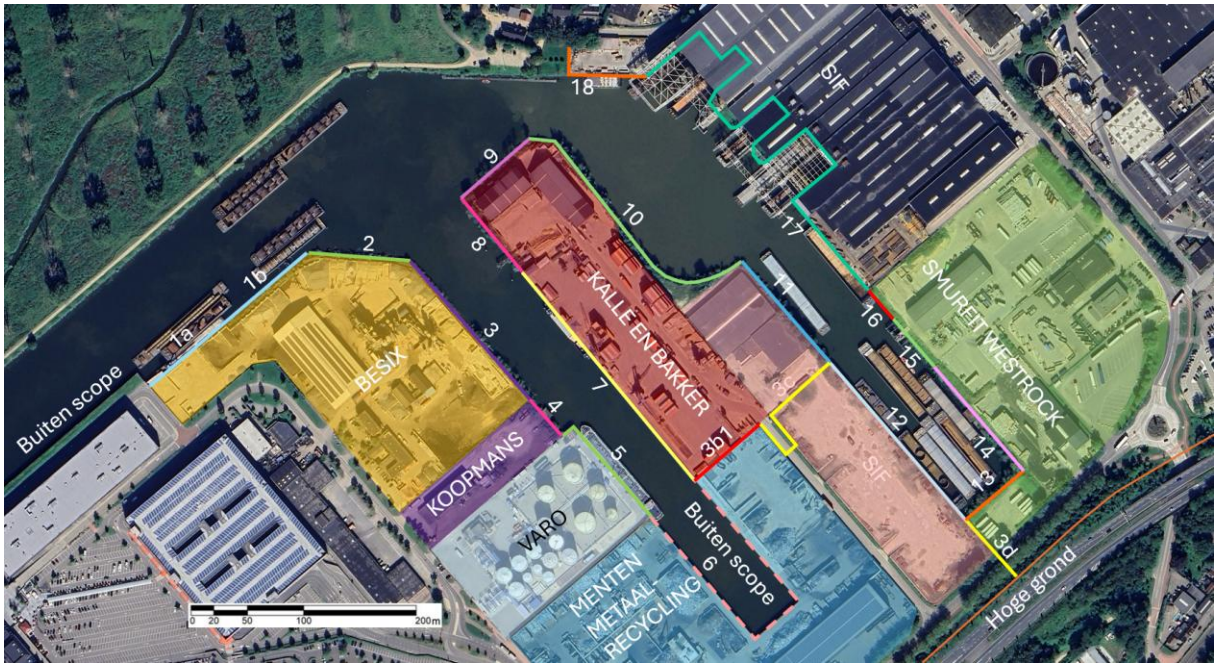
Constructie	Hoogte [m NAP]	Beschrijving
Keermuur Schipperswal/BESIX	20,9	Betonnen L-wand zonder kwelscherm
Onverankerde damwand BESIX	20,9	Stalen damwand type Larssen 22, lengte = 3,0 m
Verankerde damwand VARO Energy	20,8	Stalen damwand, type PU 20, lengte = 15,0 m
Legio-blokkenmuu[redacted]n	N.v.t.	Momenteel niet waterkerend

2.1.2 Overige constructieve elementen

- Ter plaatse van sectie 1a (BESIX) wordt de waterkering gekruist door een riool overstortleiding die binnendijks is voorzien van een afsluitmiddel.
- Ter plaatse van sectie 5 bevindt zich een blusinstallatie van het bedrijf VARO Energy.
- Ter plaatse van sectie 3b1/3c kruist de riolering met de primaire waterkering.
- Ter plaatse van sectie 3d wordt de waterkering gekruist door een stamriool (vrij verval) van de gemeente Roermond.

2.1.3 Bedrijventerreinen

De waterkering loopt langs 7 bedrijventerreinen en de Gemeente Roermond, zoals te zien in Figuur 2.2.



Figuur 2.2 Overzicht bedrijventerreinen

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

BESIX

BESIX Infra is een Nederlands infrastructuurbedrijf dat betrokken is bij diverse bouw- en onderhoudsprojecten. In Roermond richt het bedrijf zich voornamelijk op een asfaltplan dat gericht is op de aanleg en het onderhoud van wegen. Hun activiteiten in de regio omvatten het aanbrengen van asfalt om de weginfrastructuur te verbeteren en te onderhouden, wat bijdraagt aan het regionale wegennet. Het project maakt deel uit van hun bredere activiteiten in Nederland, waar ze gespecialiseerd zijn in infrastructuurontwikkeling en aanverwante diensten.

Het terrein achter de nieuwe logistieke kade en kerende wand wordt momenteel voornamelijk gebruikt voor de opslag van droge bulk, materieel en bebouwing/loodsen.

[redacted]s

[redacted]s is in Roermond actief als machinefabriek en constructiebedrijf. Het voert hier reparaties uit, met name in de scheepvaart industrie. Daarnaast b[redacted]oopmans over een buitenterrein en een productiehal.

Het terrein va[redacted]ns wordt gebruikt als opslag van diverse materialen en materieel.

VARO

VARO Energy is een internationaal energiebedrijf dat in Roermond actief is met opslag en distributie van brandstoffen.

Op het terrein achter de bestaande logistieke bevinden zich diverse opslagtanks, leidingen en installaties. Het bedrijf maakt gebruik van deze kade voor aan- en afvoer over water en stelt strikte eisen aan veiligheid en continuïteit tijdens de werkzaamheden.

Jos[redacted]n Metaalrecycling

Jos[redacted]n Metaalrecycling is een metaalverwerkingsbedrijf dat gespecialiseerd is in de inname, verwerking en handel van ferro- en non-ferro metalen. Het terrein in de haven van Roermond wordt intensief gebruikt voor de opslag, sortering en bewerking van metalen schroot. Er staan grote installaties en machines voor het knippen, persen en shredderen van metaal, evenals opslagvakken voor gescheiden materiaalstromen.

Op het terrein grenzend aan de primaire keringlijn bevindt zich een vloeistofdichte vloer waarop de metalen worden opgeslagen.

Sif

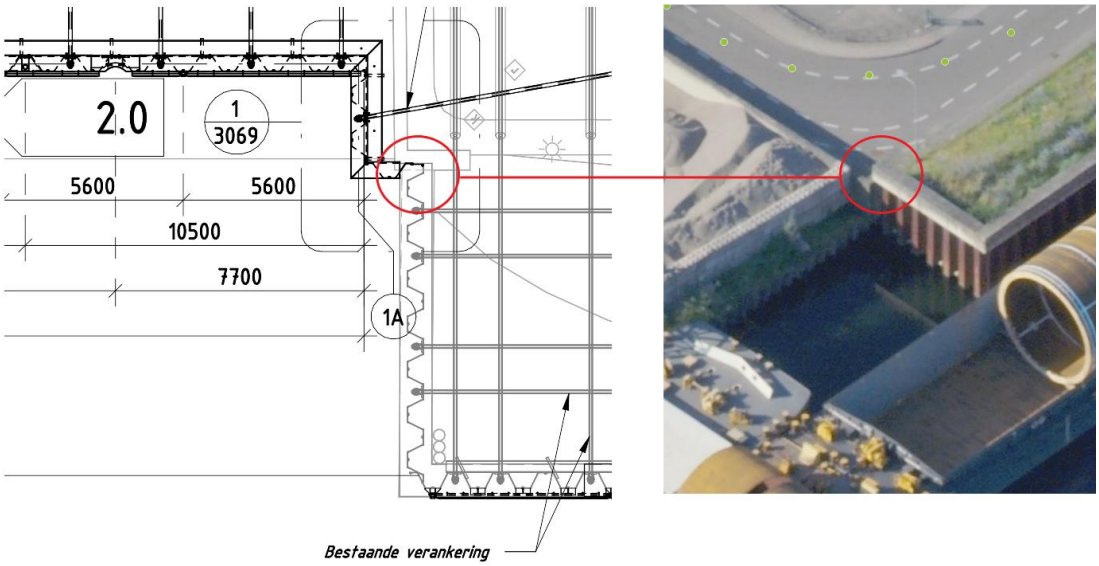
Sif is een producent van stalen funderingsconstructies voor offshore windparken. In Roermond beschikt het bedrijf over een groot productieterrein met insteekhavens, loodsen en zware kadeconstructies. Hier worden stalen buizen en secties vervaardigd en tijdelijk opgeslagen voordat ze via de haven worden afgevoerd.

Het terrein grenzend aan de primaire kering (sectie 12) wordt momenteel gebruikt voor de opslag van diverse materialen. Er is nog geen duidelijke bestemming voor bepaald.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

2.2 Aansluitingen op andere deeltrajecten/hoge grond

Het dijktraject sluit aan de westzijde aan op de damwandconstructie langs de waterlijn ter hoogte van sectie 1a op de kade Yumble. De damwandconstructie langs de Schipperswal is in 2014 versterkt en is geen onderdeel van de scope van deze ontwerpnota. De bestaande deksloof wordt lokaal ingezaagd ter hoogte van de rode cirkel in Figuur 2.3. Vervolgens wordt er een pasplank met damwandslot op de bestaande damwand gelast, zodat er kan worden doorgezet naar de nieuwe kadeconstructie van sectie 1a – [redacted]. De deksloof wordt hersteld en de hoek wordt gronddicht gemaakt d.m.v. een groutinjectie. Er wordt eveneens verwezen naar Bijlage 12 - Tekening 3069.

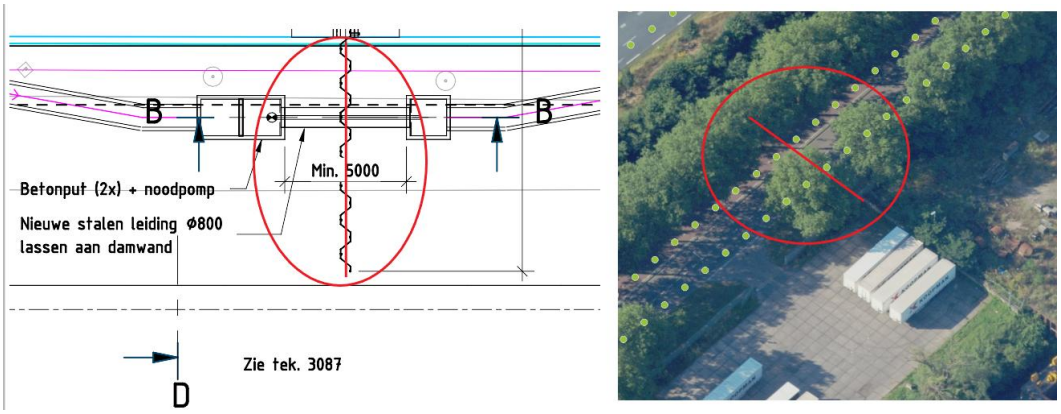


Figuur 2.3 Aansluiting primaire kering t.h.v. sectie 1a op kade Yumble/Maashaven

De kadeconstructie langs het bedrijventer[redacted]enten is in het verleden reeds op orde gebracht en voldoet aan de huidige normen. Dit deel van het traject is daarom ook geen onderdeel van de scope van deze ontwerpnota.

De kerende wanden 3b1 en 3c sluiten aan op de vleugelwander[redacted]Menten (sectie 6) en Sif (sectie 12) door de bestaande sloten te gebruiken. Deze aansluitingen behoeven weinig verdere uitleg.

Aan de oostzijde sluit het dijktraject aan op de hoge grond behorende bij de N280. Hier is geen specifieke aansluiting. De damwand wordt hier gecontroleerd op achterloopsheid om te bepalen of de aansluiting voldoende ver doorloopt. Zie Figuur 2.4 hieronder.



Figuur 2.4 Aansluiting primaire kering t.h.v. sectie 3d op hoge grond N280

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

2.3 Coupures en afsluiters

In het nieuwe ontwerp van de primaire kering zijn enkele coupures uit het VKA binnen normtraject 76-2 komen te vervallen. Hieronder staat omschreven hoe dit wordt gerealiseerd.

Om een coupure te voorkomen zal de toegangsweg tot het ter[redacted] va[redacted]e en Bakker plaatselijk verhoogd worden. Aangezien een ophoging op het terrein [redacted] Kal[redacted] Bakker, ten noordwesten van de keringlijn, niet wenselijk is vanwege de hier aanwezige voorzieningen zal de keringlijn enkele meters naar het zuidoosten worden voorschoven. Dit maakt het mogelijk om de gehele ophoging inclusief beide hellingen te realiseren binnen de toegangsweg. Voor deze ophoging zal aan weerszijden een kerende wand worden gerealiseerd. Een belangrijk aandachtspunt bij deze ophoging is de inpassing van de kabels en leidingen in de weg, waaronder het stamriool.

In een rechte lijn in het verlengde van de logistieke kade van Sif wordt ten slotte met een kerende wand aangesloten op de hoge grond van de N280. Om een coupure door deze kerende wand te voorkomen zal de Mijnheerkensweg plaatselijk verhoogd worden.

Voor een overzicht van de aanwezige coupures en openingen/afsluiters wordt verwezen naar Figuur 7.3. Hierin is aangeduid welke coupures zijn komen te vervallen t.o.v. het VKA ontwerp. Enkel de coupures op het terrein v[redacted]en zijn nog aanwezig.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

3 Technische Uitgangspunten

3.1 Overstromingsnorm

De primaire kering dient te voldoen aan de wettelijke overstromingsnorm. Voor normtraject 76-2 geldt een signaleringswaarde van 1/300 per jaar en een ondergrenswaarde van 1/100 per jaar.

3.2 Geometrische uitgangspunten

3.2.1 Hoogte primaire kering

De te realiseren hoogte van de kering is bepaald in [35] (en samengevat in Tabel 3.1. De waterkering dient te voldoen aan een faalkanseis op doorsnedeniveau voor hoogte kunstwerk (HTKW) van 1/193 per jaar. Voor de hoogtebepaling wordt uitgegaan van een kritiek overslagdebiet van 5,0 l/m/s, zichtjaar 2075 of 2125 en klimaatscenario W+.

Voor nieuwe kaden is de hoogte van de kering afgestemd op het hydraulisch belastingniveau voor het zichtjaar 2125. Voor kaden waar de basis van de bestaande kade wordt hergebruikt is de hoogte van de kering afgestemd op het hydraulisch belastingniveau voor het zichtjaar 2075. In aansluiting op de aanpak van Waterschap Limburg zijn de hoogtes naar boven afgerond op één decimale.

Voor de kerende wanden dwars over de landtong en de aansluiting op hoge grond bij de N280 zijn de hoogtes uit het VKA aangehouden.

Tabel 3.1 Hoogte primaire kering

Sectie	Naam	Hydraulisch belasting-niveau 2075 [m+NAP]	Hydraulisch belasting-niveau 2125 [m+NAP]	Oriëntatie normaal kering [°N]	Hoogte kering [m+NAP]
1a/b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	+22,13	+22,47	315	+22,50
2	Kerende wand talud [1]	+22,13	+22,47	5	+22,50
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, 2]	+22,00	+22,34	45	+22,40
4	Nieuwe logistieke Ka[redacted]ns]	Conform VKA		-	+22,30
5	Bestaande logistieke kade [VARO]	Conform VKA		-	+22,00
6	Bestaande logistieke ka[redacted]en]	Conform VKA		45-225	+22,00
3b1	Kerende wan[redacted]/K en B]	Conform VKA		315	+22,40
3c	Kerende wand [Sif]	Conform VKA		315	+22,40
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	+21,98	+22,31	45	+22,00
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Conform VKA		45	+22,30

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

3.3 Veiligheidsfilosofie

3.3.1 Ontwerplevensduur

De kadeconstructie en kerende wanden dienen te worden ontworpen uitgaande van zichtjaar 2125 voor constructies (ontwerplevensduur 100 jaar) en dient te zijn ontworpen als primaire waterkering [29].

Voor aanpassingen aan bestaande constructies is er de mogelijkheid om de aangepaste constructie te ontwerpen volgens NEN 8700 en NEN 8707. De minimaal te hanteren restlevensduur van een constructie welke wordt ontworpen volgens NEN 8700 en NEN 8707 is 15 jaar. Waterschap Limburg hanteert een minimale restlevensduur van 50 jaar voor primaire waterkeringen [29].

Tabel 3.2 Ontwerplevensduur

Sectie		Bestaand/ nieuw	Zichtjaar
1a/b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Nieuw	2125
2	Kerende wand talud [1]	Nieuw	2125
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, 2]	Nieuw	2125
4	Nieuwe logistieke Kad[redacted]ns]	Nieuw	2125
5	Bestaande logistieke kade [VARO]	Bestaand	2075
6	Bestaande logistieke ka[redacted]en]	Buiten scope	
3b1	Kerende wan[redacted]/K en B]	Nieuw	2125
3c	Kerende wand [Sif]	Nieuw	2125
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	Bestaand	2075
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Nieuw	2125

3.3.2 Betrouwbaarheids- en gevolgklassen

In het geval van een kademuur die tevens fungeert als waterkering dient voldaan te worden aan zowel de eisen conform de Eurocode (Bouwbesluit) als de eisen vanuit de Omgevingswet. Voor toetsing conform het Bouwbesluit dienen de betrouwbaarheids- en gevolgklassen RC2/CC2 – en daarmee een minimale betrouwbaarheid over de gehele levensduur van $\beta_{eis;bouwbesluit;levensduur} = 3{,}8$ – te worden aangehouden. De vereiste betrouwbaarheid vanuit de Omgevingswet is aanzienlijk lager ($\beta_{eis;\text{omgevingswet};levensduur} = 3{,}6$). De vereiste betrouwbaarheid voor de gehele levensduur van de constructie conform het Bouwbesluit is daarom strenger dan de vereiste betrouwbaarheid per jaar conform de Omgevingswet. Indien voor de toetsing conform het Bouwbesluit de betrouwbaarheids- en gevolgklassen RC2/CC2 worden aangehouden, wordt zodoende voldaan aan de eisen vanuit de Omgevingswet en hoeft daar geen aparte berekening voor gemaakt te worden.

De keuze van de betrouwbaarheids- en gevolgklassen heeft tot gevolg dat er een verhoging van de partiële materiaalfactoren benodigd is, zie paragraaf 3.3.3.

3.3.3 Correctie op partiële factoren

De ontwerplevensduur van de constructie is gelijk aan 100 jaar ($\beta = 3{,}8$), terwijl de standaard referentieperiode gelijk is aan 50 jaar ($\beta = 3{,}6$). Om te corrigeren voor de langere levensduur dienen correctiefactoren te worden toegepast op de partiele materiaalfactoren (grondsterkte en staalsterkte), zie [14], paragraaf 2.4.7.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Het verschil in betrouwbaarheidsindex dient te worden vertaald tot een verhoging van de materiaalfactoren volgens onderstaande formule [14]:

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

Waarin:

$\gamma_{m;corr}$ = correctiefactor op materiaalfactor
α_R = invloedsfactor voor onzekerheid sterkte = 0,8
β_N = betrouwbaarheidsindex voor referentieperiode langer dan 50 jaar
β_{Ref} = betrouwbaarheidsindex voor referentieperiode van 50 jaar
V_R = variatiecoëfficiënt sterkte

De materiaalafhankelijke variatiecoëfficiënten zijn:

- voor staal: V_R = 0,10
- voor beton: V_R = 0,20
- voor hout: V_R = 0,20
- voor grond – effectieve cohesie c': V_R = 0,20 (NEN-EN 1997-1, tabel 2.b)
- voor grond – hoek van inwendige wrijving φ': V_R = 0,10 (NEN-EN 1997-1, tabel 2.b)

Bij toetsing van de materiaalsterkte dienen de materiaalfactoren daarom als volgt te worden verhoogd:

- voor staal: $\gamma_{m;corr}$ = 1,02
- voor beton: $\gamma_{m;corr}$ = 1,03
- voor hout: $\gamma_{m;corr}$ = 1,03
- voor grond – effectieve cohesie c': V_R = 1,03
- voor grond – hoek van inwendige wrijving φ': V_R = 1,02

Bovenstaande correctiefactoren worden voor de eindfase (t = 100 jaar) in rekening gebracht.

3.3.4 Partiële factoren

De partiële materiaalfactoren ten aanzien van sterkte en stijfheid zijn vastgesteld op basis van NEN-9997-1 [6], tabel A.4b (M2). De uiteindelijk te hanteren partiële materiaalfactoren (inclusief correctiefactor, zie paragraaf 2.3.3) zijn gegeven in Tabel 3.3 voor nieuwbouwconstructies. Er wordt verwezen naar §5.4.2 voor de partiële factoren op bestaande constructies.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.3 Partiële materiaalfactoren ten aanzien van sterkte en stijfheid

Parameter	Symbool	Gevolgklasse		
		RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,15x1,02=1,173	1,175x1,02=1,1985	1,20x1,02=1,224
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,15x1,03=1,1845	1,25x1,03=1,2875	1,40x1,03=1,442
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,5	1,6	1,65
Prismadruksterkte	γ_{qu}	1,5	1,6	1,65
Volumiek gewicht	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0
Beddingsconstante	γ_{k}	1,3x1,02=1,326	1,3x1,02=1,326	1,3x1,02=1,326

De partiële materiaalfactoren ten aanzien van algehele stabiliteit zijn vastgesteld op basis van NEN-EN 9997-1 [6], tabel A.4a (M2). De uiteindelijk te hanteren partiële materiaalfactoren (inclusief correctiefactor, zie paragraaf 2.3.3) zijn gegeven in Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Partiële materiaalfactoren ten aanzien van algehele stabiliteit

Parameter	Symbool	Gevolgklasse		
		RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,2x1,02=1,224	1,25x1,02=1,275	1,30x1,02=1,339
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,3x1,03=1,339	1,45 x 1,03= 1,4935	1,60x1,03=1,648
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,5	1,75	2,0
Prismadruksterkte	γ_{qu}	1,5	1,75	2,0
Volumiek gewicht	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0

3.4 Grondprofielen en grondparameters

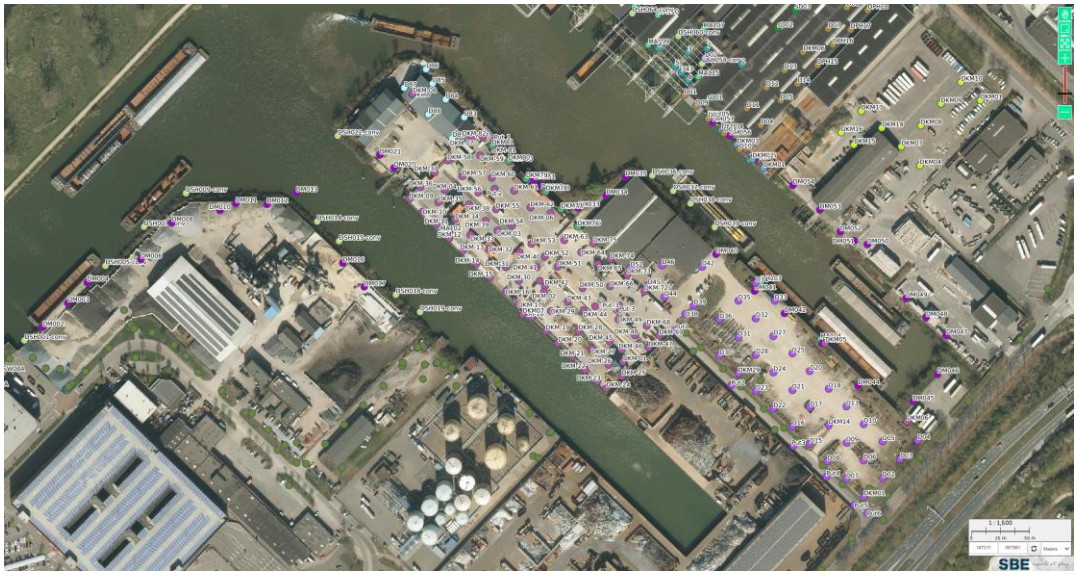
3.4.1 Beschikbare grondonderzoeken

Een overzicht van de beschikbare boringen en sonderingen is gegeven in de Tabel 3.5 en in de overzichtskaart in Figuur 3.1. Het volledig grondonderzoek is tevens bijgevoegd in Bijlage 14.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.5 Beschikbare historische grondonderzoeken

Uitvoerder	Opdrachtnummer	Jaar	Referentie
Conex	CXA071.10	2010	[43]
Conex	CXA235.09	2009	[44]
[redacted]	5259	1976	[45]
Fugro	9019-158966	2020	[46]
Geoconsult	GB-300999	2007	[47]
Geoconsult	GG-5070	2002	[48]
IGF	84071	1984	[49]
Inpijn-Blokpoel	02P000399-01	2011	[50]
Inpijn-Blokpoel	02P000399-02	2011	[51]
Inpijn-Blokpoel	02P000399-04	2012	[52]
Inpijn-Blokpoel	02P000399-05	2012	[53]
Inpijn-Blokpoel	02P000399-06	2013	[54]
Inpijn-Blokpoel	02P003261	2013	[55]
Inpijn-Blokpoel	02P004116-01	2014	[56]
Inpijn-Blokpoel	02P004149-01	2014	[57]
Inpijn-Blokpoel	02P005243	2014	[58]
Inpijn-Blokpoel	02P005413	2014	[59]
Inpijn-Blokpoel	02P006543	2015	[60]
Inpijn-Blokpoel	VG4027	2001	[61]
Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	2023	[62]



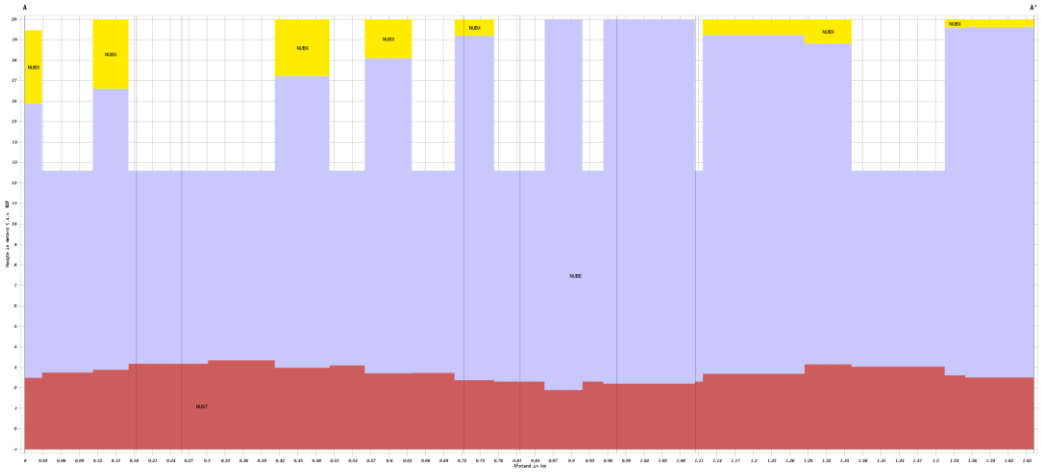
Figuur 3.1 Overzichtskaart beschikbare boringen en sonderingen

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Naast de beschikbare sonderingen zoals hierboven getoond, is er gekeken naar een virtuele grondlagenopbouw over het traject van de volledige kadelijn in het DINOloket. Zie hieronder:



Figuur 3.2 Geologisch langsprofiel over het traject van de primaire kering in DINOloket - bovenaanzicht



Figuur 3.3 Geologisch langsprofiel over het traject van de primaire kering op basis van DINOloket

De grondlagenopbouw die is getoond in het langsprofiel in Figuur 3.3 is verder toegelicht in Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Algemene grondlagenopbouw o.b.v. geologisch langsprofiel DINOloket

Formatie	Peil indicatie [m]	Lithologische beschrijving
Formatie van Boxtel	m.v. → NAP+17,0	Zeer tot matig fijn zand, siltig
Formatie van Beegden – 1e zand	NAP+19,0 → NAP+13,0	Matig tot grof zand, grindhoudend
Formatie van Beegden – 1e klei	NAP+17,0 → NAP+15,0	Lokaal zandige leem- en kleilagen
Formatie van Beegden – 2e zand	NAP+12,0 → NAP+2,0	Matig tot grof zand, grindhoudend
Formatie van Sterksel	NAP 2,0 → …	Matig tot uiterst grof zand, grindig

3.4.2 Grondlagen

Er wordt onderscheid gemaakt in de volgende grondlagen met bijbehorende karakteristieke grondparameters doorheen het gehele projectgebied. Vervolgens wordt de grondlagenopbouw per sectie gepresenteerd in §3.4.3. Dit zijn de karakteristieke waarden van grondparameters ten behoeve van het ontwerp van damwand-constructies, hieronder weergegeven in Tabel 3.7. De karakteristieke waarden zijn ontleend aan [6], Tabel 2.b en [14], Tabel 3.10.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.7 Aanwezige grondlagen inclusief grondparameters.

LaagID	Lithologie	γ_d [kN/m^3]	γ_s [kN/m^3]	c' [kPa]	φ' [°]	c_u [kPa]	k_{h1} [kN/m^3]	k_{h2} [kN/m^3]	k_{h3} [kN/m^3]
1A	KLEI, schoon, slap	14	14	0	17,5	25	2000	800	500
1B	KLEI, schoon, matig	17	17	5	17,5	50	4000	2000	800
1C	KLEI, zwak zandig, slap	15	15	0	22,5	40	2000	800	500
1D	KLEI, zwak zandig, matig	18	18	5	22,5	80	4000	2000	800
2A	ZAND, schoon, los	17	19	0	30,0	-	12000	6000	3000
2B	ZAND, schoon, matig	18	20	0	32,5	-	20000	10000	5000
2C	ZAND, schoon, vast	19	21	0	35,0	-	40000	20000	10000
2D	ZAND, zwak siltig	18	20	0	27,0	-	12000	6000	3000
2E	ZAND, sterk siltig	18	20	0	25,0	-	8000	4000	2000
3A	GRIND, zwak siltig, matig	18	20	0	35,0	-	80000	40000	20000
3B	GRIND, zwak siltig, vast	19	21	0	37,5	-	80000	40000	20000

OPMERKING:
De karakteristieke waarde van de wandwrijvingshoek (δ = 2/3 φ') voor 'GRIND' en 'ZAND, STERK GRINDIG' is gecontroleerd o.b.v. het beschikbare grondonderzoek uit Bijlage 14 van Rapport [41]. In deze bijlage worden diverse d50 en d70 waarden uit de zeefcurves gerapporteerd, welke allen ruim onder de 2 mm blijven (De maximale waarden voor de grindlagen zijn gelijk aan d70 = 1220 µm of d50 = 828 µm). Er wordt aangenomen dat deze onderzoeken representatief zijn voor de Willem-[redacted]n. Conform NEN-EN-9997-1 Tabel 9.b mag een damwand als ruw worden beschouwd indien d50 < 2 mm. Dit is dus het geval, waardoor δ = 2/3 φ' een gerechtvaardigde aanname is (rechte glijvlakken).

Er is geconstateerd dat bij veel van de beschikbare sonderingen wrijvingsgetallen ontbreken. Daarnaast is het aantal beschikbare boringen beperkt. Om toch tot een veilig ontwerp te komen, zijn in de onderstaande grondprofielen conservatieve aannames gedaan.

3.4.3 Grondprofielen

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is per sectie een grondprofiel opgesteld ten behoeve van het ontwerp van de damwandconstructies. Deze grondprofielen zijn gegeven in Tabel 3.8 t/m Tabel 3.16. Steeds is aangegeven welke sonderingen zijn geraadpleegd en welke sondering als maatgevend is beschouwd. De relevante grondparameters zijn terug te vinden in Tabel 3.7.

Tabel 3.8 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp nieuwe logistieke kade [BESIX] – sectie 1a/b

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
1 a/b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	SW08A	SW08A	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DM002		1C	+17.20	Klei, zz, slap
		DM003		2A	+13.80	Zand, schoon, los
		DM004		3A	+12.80	Grind, zs, matig

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Sondering SW08A is maatgevend vanwege de dikte van het slappe lagenpakket en de aanwezigheid van los gepakt zand in de overgang naar het grind.

Tabel 3.9 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp kerende wand talud 1 – sectie 2

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
2	Kerende wand talud 1	DM004	DM011	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DM006		1B	+18.40	Klei, schoon, matig
		DM008		2B	+13.60	Zand, schoon, matig
		DM010		2D	+11.80	Zand, zwak siltig
		DM011		3A	+11.10	Grind, zs, matig
		DM012				
		DM013				

Sondering DM011 is maatgevend vanwege de dikte van het slappe lagenpakket (laag 1B).

Tabel 3.10 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp nieuwe logistieke kade [BESIX] 2 – sectie 3

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX] 2	DM012	DM013	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DM013		1B	+17.00	Klei, schoon, matig
		DM016		2B	+13.50	Zand, schoon, matig
		DM017		2A	+11.20	Zand, schoon, los
		CPT..161041		3A	+9.10	Grind, zs, matig

Sondering DM013 is maatgevend vanwege de dikte van het slappe lagenpakket. Bovendien ligt slappe laag 1B hier het laagst gelegen, nabij de passieve wig, wat maatgevend is.

Tabel 3.11 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp nieuwe logistieke kade [redacted] – sectie 4

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
4	Nieuwe logistieke kade [redacted]	CPT..161018	CPT..161026	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		CPT..155237		1C	+18.40	Klei, zz, slap
		CPT..161026		2D	+16.00	Zand, zwak siltig
		CPT..161027		2B	+14.70	Zand, schoon, matig
		CPT..155227		3A	+13.50	Grind, zs, matig
				2E	+11.70	Zand, sterk siltig
				3A	+11.30	Grind, zs, matig
				1B	+5.60	Klei, schoon, matig
				3B	+5.20	Grind, zs, matig

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Sondering CPT..161026 is maatgevend vanwege de dikte van het slappe lagenpakket inclusief de aanwezigheid van twee stoorlagen in het grind.

Tabel 3.12 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp bestaande logistieke kade [VARO] – sectie 5

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
5	Bestaande logistieke kade [VARO]	CPT..155233	CPT..161030	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		CPT..161036		1C	+17.70	Klei, zz, slap
		CPT..155218		2D	+16.00	Zand, zwak siltig
		CPT..155202		2A	+12.80	Zand, schoon, los
		CPT..161030		3A	+10.90	Grind, zs, matig
				1B	+5.00	Klei, schoon, matig
				3B	+4.70	Grind, zs, vast

Sondering CPT..161030 is aangehouden t.b.v. de grondlagenopbouw omdat deze sondering als enige tot een significante diepte is gereikt en de dikte van het slappe lagenpakket relatief uniform is over deze sectie.

Tabel 3.13 Grondprofiel t.b.v. ontwerp sectie 3b1 – kerende wand

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
3b1	Kerende wand [redacted] K en B]	DKM-24	DKM-69	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DKM-25		1C	+17.40	Klei, zz, slap
		DKM-47		2B	+15.30	Zand, schoon, matig
		DKM-69		3A	+13.80	Grind, zs, matig

Tabel 3.14 Grondprofiel t.b.v. ontwerp sectie 3c – kerende wand

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
3c	Kerende wand [Sif]	D-38	D-38	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		D-39		1C	+17.70	Klei, zz, slap
		D-42		2A	+15.20	Zand, schoon, los
		DM040		3A	+13.00	Grind, zs, matig

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.15 Grondprofiel ten behoeve van ontwerp bestaande logistieke kade [Sif] – sectie 12

Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	DM040 t/m	DKM-02 en D-34	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DM044		1D	+18.40	Klei, zz, matig
		DKM-06		2E	+17.00	Zand, sterk siltig
		DKM-02		2B	+13.90	Zand, schoon, matig
		D-33		2E	+12.00	Zand, sterk siltig
		D-34		3A	+11.00	Grind, zs, matig
		DKM-01		2E	+9.50	Zand, sterk siltig
				3A	+9.00	Grind, zs, matig

Sondering DKM-02 is maatgevend vanwege de dikte van het slappe lagenpakket, samengesteld uit laag 1D en 2E. Conservatief zijn de siltige stoorlagen uit D-34 nog toegevoegd aan het profiel, omdat deze op meerdere sonderingen terugkomen.

Tabel 3.16 Grondprofiel t.b.v. ontwerp sectie 3d – kerende wand

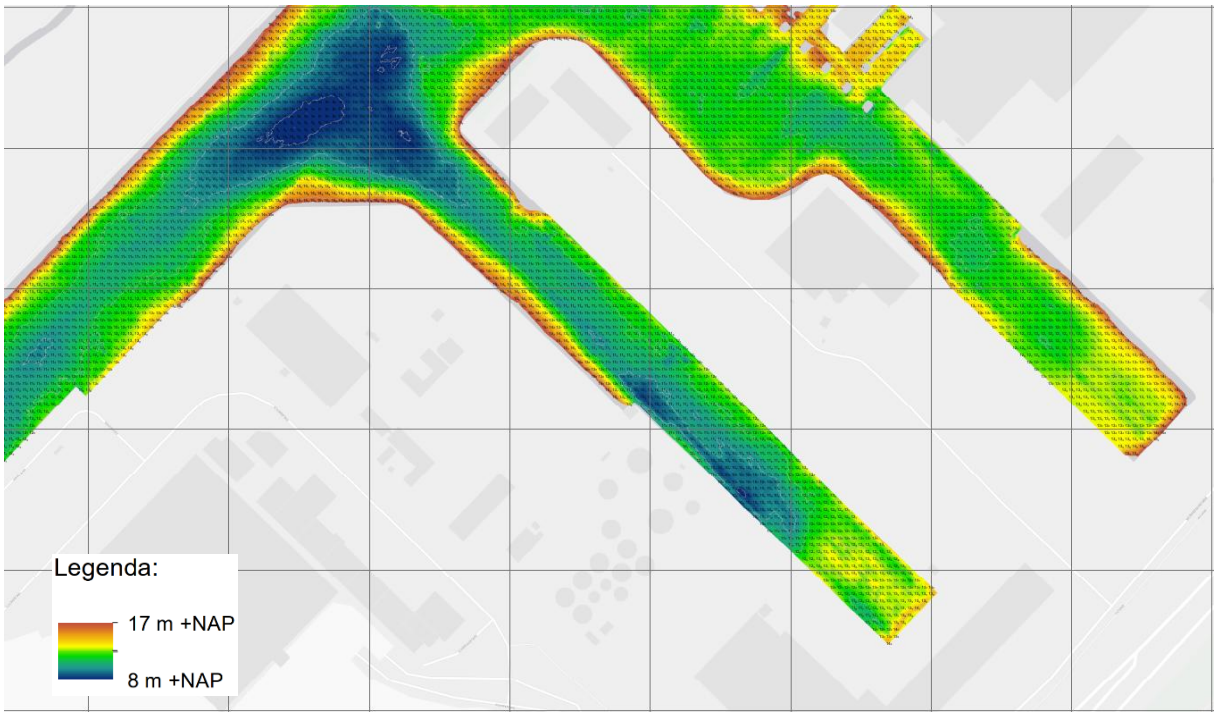
Sectie	Naam sectie	Sonderingen geraadpleegd	Sondering maatgevend	LaagID	B.k. grondlaag [m+NAP]	Grondsoort
3d	Kerende wand [Mijnheerken sweg]	DKM-06	D-04	2A	maaiveld	Zand, schoon, los
		DM045		1C	+18.80	Klei, zz, slap
		D-04		2A	+17.70	Zand, schoon, los
				1C	+17.00	Klei, zz, slap
				3A	+15.50	Grind, zs, matig

3.5 Bodem- en maaiveldniveau

3.5.1 Bodemniveau

De bodemhoogte in de Schippershaven, de Lisbonnehaven en de Mijnheerkenshaven op basis van de peiling d.d. mei 2025 [42], is gegeven in Figuur 3.4. De bodempeilingen zijn eveneens weergegeven in Bijlage 14.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 3.4 Bodemhoogte Schippershaven op basis van peiling d.d. mei 2025 [42]

Volgens het beheerplan van de gemeente Roermond geldt voor de vaargeul in de Schippershaven, de Lisbonnehaven en de Mijnheerkenshaven een onderhoudsdiepte van NAP +12,50 m. Bij onderhoudsbaggerwerkzaamheden wordt de havenbodem gebaggerd tot het basisniveau van NAP +13,00 m plus een overdiepte van 0,50 m. De overdiepte is hierbij de geschatte aanwas van baggerspecie in 10 jaar.

Voor het ontwerp van de kades dient een bodemdiepte van NAP +12,50 aangehouden te worden. Port of Roermond heeft aangegeven dat geen rekening gehouden dient te worden met een eventuele toekomstige situatie voor diepgang die toereikend is voor CEMT-Vb schepen.

3.5.2 Schematisering bodembescherming en geroerde grond

Algemeen

Voor de schematisering van bodembescherming en geroerde grond in ontwerpberekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- De bodembescherming bestaat uit een zinkstuk bestort met breuksteen 10-60 kg.
- De laagdikte van de breuksteenbestorting met breuksteen bedraagt 0,50 m.
- Het poriënvolume van de breuksteenbestorting bedraagt 40%.
- Het volumiek gewicht van de breuksteen bedraagt 26,5 kN/m3.
- Bij het ontgraven van de bodem ten behoeve van de bodembescherming wordt de grond tot 0,50 m beneden niveau realisatie baggerwerk geroerd.
- Het volumiek gewicht van de geroerde grond bedraagt 18 kN/m3.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Logistieke kades – inclusief bodembescherming

Het effectieve gewicht van de breuksteenbestorting bedraagt dan 60% x 0,50 x (26,5-10) = 5 kN/m2 en wordt in ontwerpberekeningen als bovenbelasting op de passieve grondwig aangebracht. Het effectieve gewicht van de geroerde grond bedraagt 0,50 x (18-10) = 4 kN/m2 en wordt in ontwerpberekeningen eveneens als bovenbelasting op de passieve grondwig aangebracht. De totale bovenbelasting op de passieve grondwig (boven het niveau van de constructiediepte van de kade) bedraagt derhalve 9 kN/m2.

Dit resulteert dus in een bodempeil van NAP+11.5 m + 9 kPa bovenbelasting. Er wordt hier géén ontgronding Δa in rekening gebracht, zoals omschreven in Hoofdstuk 4.

Kerende wand taluds – exclusief bodembescherming

Indien er geen bodembescherming wordt toegepast, zoals bij de kerende wand taluds, wordt er enkel 0,5 m geroerde grond in rekening gebracht.

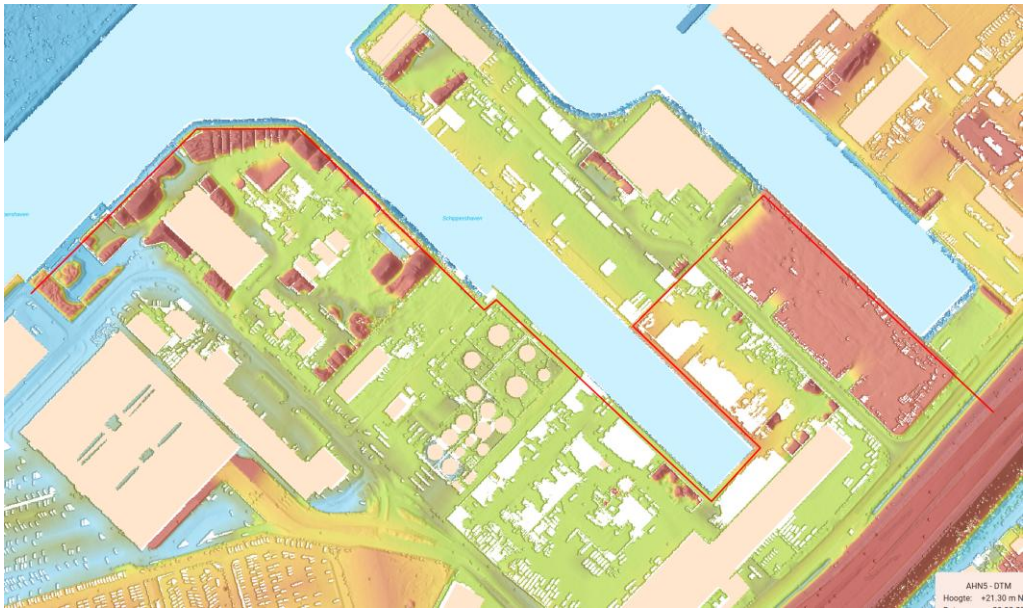
Dit resulteert dus in een bodempeil van NAP+12,0 m + 4 kPa bovenbelasting. Er wordt hier wél ontgronding Δa in rekening gebracht, zoals omschreven in Hoofdstuk 4.

Ontgrondingen

Waar geen bodembescherming wordt aangebracht, wordt rekening gehouden met ontgrondingen. De ontgrondingsdiepte in de niet-beschermde bodem wordt bepaald aan de hand van de lokale bathymetrie, de scheepsmanoeuvres en het door de gemeente Roermond toegepaste baggerregime (inclusief marges)[29].

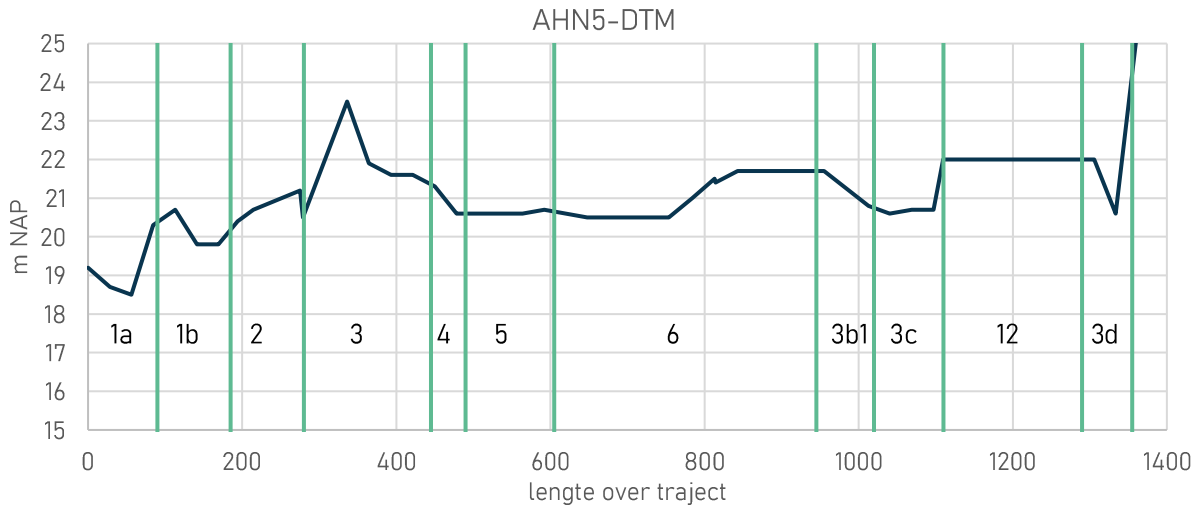
3.5.3 Maaiveldniveau

De hoogte van het maaiveld op basis van AHN5 is gegeven in Figuur 3.5. Een overzicht van de hoogte van het maaiveld in de huidige situatie en de toekomstige situatie is gegeven in Tabel 3.17. In overleg met de bedrijven is de hoogte van het toekomstig maaiveld bepaald.



Figuur 3.5 Hoogte maaiveld op basis van AHN5

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 3.6 Hoogte maaiveld langs tracé primaire kering op basis van AHN5

Tabel 3.17 Hoogte maaiveld in huidige situatie en toekomstige situatie

Sectie	Naam sectie	Hoogte kering [m+NAP]	Hoogte maaiveld Huidige situatie (a),(b) [m+NAP]	Hoogte maaiveld Toekomstige situatie (c) [m+NAP]
1a/b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	+22,50	+18,3	+21,50/var.
2	Kerende wand talud [1] [BESIX]	+22,50	+20,2/+20,9	+21,5/+20,0
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	+22,40	+20,5/+20,7	+21,5/+20,5
4	Nieuwe logistieke Ka[redacted]ns]	+22,30	+20,5	+21,5
5	Bestaande logistieke kade [VARO]	+22,00	+20,7	+20,7
6	Bestaande logistieke ka[redacted]en]	+22,00	n.v.t.	n.v.t.
3b1	Kerende wand[redacted]/K en B]	+22,40	+20,8	+20,8
3c	Kerende wand [Sif]	+22,40	+22,0	+22,0
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	+22,00	+22,0	+22,0
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	+22,30	+22,0	+22,0

(a) Hoogte van het maaiveld op basis van DTM
(b) Voor kerende wanden talud wordt de hoogte van het ter plaatse aanwezige terrein gegeven.
(c) Hoogte van het maaiveld die in het ontwerp van de damwandconstructie zit wordt aangehouden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

3.6 Hydraulische randvoorwaarden

3.6.1 Waterstanden

Kenmerkende waterstanden voor het ontwerp van damwandconstructies zijn gegeven in Tabel 3.18 en zijn afkomstig uit [29].

Tabel 3.18 Kenmerkende waterstanden

Waterstand	Symbool	Niveau [m+NAP]
Buitenwaterstand	BWS	+16,70
Maatgevend laagwater	MLW	+13,30
Waterstand bij norm 2125	WBN2125	+22,10
Waterstand bij norm 2075	WBN2075	+21,70

OPMERKING 1

De waterstand volgens de norm is locatie specifiek. Echter, met Waterschap Limburg is overeengekomen om in de gehele haven te rekenen met een waterstand bij norm van NAP +22,10 m (zichtjaar 2125) of NAP +21,70 m (zichtjaar 2075).

OPMERKING 2

Volgens [18], Tabel 6.11 dient voor de buitenwaterstand te worden uitgegaan van OLW/OLR. Op basis van waarnemingen van de waterstand bij meetstation Roermond boven in de periode 1990-2020 en de door Rijkswaterstaat gehanteerde laagwatergrenswaarde van NAP +16,70 m [63] wordt OLW/OLR geschat op NAP +16,70 m.

3.6.2 Waterstandscenario's

Waterstandscenario's voor het ontwerp van damwandconstructies zijn gegeven in Tabel 3.19. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen normaal gebruik en extreme situaties. Voor extreme situaties worden de in [29] beschreven waterstandscenario's aangehouden. Aangezien er een waterremmende kleilaag aanwezig is (zie paragraaf 3.4.3), is [29], Tabel 7.1 van toepassing. Voor de stijghoogte onder de kleilaag worden de scenario's gehanteerd die gelden bij afwezigheid van waterremmende lagen. De kleilaag rond NAP +17 m wordt als waterremmende laag beschouwd waarboven (hemel)water kan blijven hangen. Onder de kleilaag bevindt zich goed doorlatende grond. Daarom wordt voor het grondwater onder de kleilaag een stijghoogte aangehouden dat overeenkomt met de scenario's bij afwezigheid van waterremmende lagen, conform [29], Tabel 7.2. Het grondwater onder de kleilaag kan het buitenwater immers goed volgen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.19 Waterstandscenario's

Scenario	Buitenwaterstand [m+NAP]	Grondwaterstand boven kleilaag [m+NAP]	Stijghoogte onder kleilaag [m+NAP]
Normaal gebruik			
1. Waterstand bij normaal gebruik	BWS +16,70	BWS +1,55 m +18,25	BWS +1,00 m +17,70
Ontwerpsituaties			
2. Val naar extreem laagwater	MLW +13,30	maaiveld -1,00 m	MLW +1,00 m +14,30
3. Val na maatgevend hoogwater	BWS +16,70	maaiveld	BWS +1,00 m +17,70
4. Waterstand bij norm	WBN2125 / WBN2075 +22,10 / +21,70	maaiveld	WBN2125 / WBN2075 +22,10 / +21,70
5. Gemiddelde buitenwaterstand	BWS +16,70	BWS +16,70	BWS +16,70

Aangezien de waterdrukken aan beide zijden van de damwand ter plaatse van de teen van de damwand gelijk dienen te zijn, worden wateroverspanningen en -onderspanningen gedefinieerd in D-Sheet Piling conform [14], Figuur 4.53.

3.7 Maatgevende schepen

Voor de maatgevende schepen dient te worden uitgegaan van CEMT-klasse Vb [1]. Kenmerken van het maatgevend motorvrachtschip, duwstel en koppelverband zijn gegeven in respectievelijk Tabel 2-25, Tabel 2-26 en Tabel 2-27 [17]. De meest gangbare duwbakken in de Willem-Alexanderhaven zijn van het type Europa II/Europa IIa (11,4 m x 76,5 m). Daarnaast komen ook duwbakken van het type Europa IIa verlengd voor (11,4 m x 90,0 m).

Tabel 3.20 Kenmerken maatgevend motorvrachtschip [17]

CEMT	Typering motorvrachtschip	Breedte [m]	Lengte [m]	Diepgang [m]geladen	Diepgang leeg [m]	Laad-vermogen [ton]
Va	Groot Rijnschip	11,4	110-135	3,5	1,8	2900-3735

Tabel 3.21 Kenmerken maatgevend duwstel [17]

CEMT	Typering motorvrachtschip	Breedte [m]	Lengte [m]	Diepgang [m]geladen	Diepgang leeg [m]	Laad-vermogen [ton]
Vb	2 bakken Europa II lange formatie	11,4	170-190	3,5-4,0	-	3951-7050

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 3.22 Kenmerken maatgevend koppelverband [17]

CEMT	Typering motorvrachtschip	Breedte [m]	Lengte [m]	Diepgang [m]geladen	Diepgang leeg [m]	Laad-vermogen [ton]
Vb	1 voorspanbak type Europa II	11,4	170-190	3,5-4,0	-	3351-7250

OPMERKING 1

Rekening houdend met de ter plaatse aanwezige nautische ruimte is de grootte van duwstellen die gebruik maken van insteekhavens 1 t/m 3 beperkt tot maximaal 11,4 m x 96,5 m en is de grootte van duwstellen die gebruik maken van insteekhavens 4 en 5 beperkt tot maximaal 11,4 m x 110 m.

OPMERKING 2

Er wordt een vaste bodemdiepte van NAP+12,50 m aangehouden. Voor deze bodemdiepte wordt geen rekening gehouden met de diepte die toereikend is voor CEMT-Vb schepen bij lage waterstanden.

Voor de nieuwe steiger va[redacted]ans (sectie 4) zal worden uitgegaan van het volgende ontwerpschip:

Tabel 3.23 Kenmerken motorjacht

Typering	Breedte [m]	Lengte [m]	Diepgang [m]	Waterverplaatsing [ton]
Pleziervaart (motorjacht)	4,0	10,0	1,0	6,4

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4 Belastingen

4.1 Eigen gewicht kadeconstructie

Het eigen gewicht van de kadeconstructie inclusief deksloof, wrijfhout en overige objecten op de kadeconstructie wordt verwaarloosd in berekeningen.

4.2 Bolder- en haalpenbelasting

Conform [14], Tabel 3.2 dient er voor het ontwerp van nieuwe logistieke kaden op basis van de scheepvaartklasse rekening te worden gehouden met een karakteristieke waarde van de bolderkracht van 250 kN [29]. Deze belasting wordt gespreid over twee dubbele damwandplanken. Om dit te realiseren, dienen de damwandsloten van deze twee dubbele planken (naast de haalpen) te worden vastgelast vanaf bovenkant damwand tot aan niveau gording. Voor de nieuwe kadeconstructies wordt de karakteristieke haalpenbelasting hiermee gelijk aan 250 kN / 2,8 m = 89,3 kN/m.

Vanwege het niveau van de bovenkant van de logistieke kades worden deze voorzien haalpennen in plaats van bolders. Deze worden geplaatst op de volgende niveaus:

- NAP +21,0 m (ongeveer 1,0 m onder de bovenkant van de damwand);
- NAP +17,7 m (ongeveer 1,0 m boven de waterlijn)

De bestaande kade Sif (sectie 12) is voorzien van haalpennen van het type Haltekreuze 200 met een toelaatbare troskracht van 200 kN. Hier worden geen nieuwe haalpennen aangebracht.

4.3 Hydraulische belasting door scheepvaart

Conform [29], paragraaf 8.1 hoeft de hydraulische belasting die wordt veroorzaakt door scheepvaart niet te worden beschouwd bij het ontwerp van damwandconstructies. Er wordt uitgegaan van een scheepvaartverbod bij hoogwater. Dit betekent dat er bij hoogwater geen scheepvaart is toegestaan om de kering te ontlasten. Belasting door scheepvaart is dan geen relevante belastingsituatie.

4.4 Bovenbelasting

De grootte van de bovenbelasting wordt bepaald door de bedrijfsvoering. Conform [1], paragraaf 8.2 dient in ieder geval een veranderlijke bovenbelasting van 30 kPa voor opslag, verkeer en/of laad- en losactiviteiten te worden aangehouden. Deze waarde van de bovenbelasting is gebaseerd op kentallen in [13], Tabel 3.6 en [18], paragraaf 5.4.6.

Een overzicht van aan te houden bovenbelastingen in de gebruiksfase is gegeven Figuur 4.1 t/m Figuur 4.9. Deze belastingen zijn ook weergegeven op de overzichtstekening in Bijlage 16.

Voor terreinbelasting in de bouwfase wordt een bovenbelasting van 10 kPa aangehouden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4.5 Kraanbelasting

Een overzicht van aan te houden kraanbelastingen is gegeven in Tabel 4.1. Het betreft kranen die reeds in gebruik zijn. Indien uit overleg met bedrijfsvoering volgt dat er in de toekomst mogelijk andere kranen worden gebruikt, dan dient hier bij het ontwerp van de damwandconstructie rekening mee te worden gehouden. In deze revisie is eveneens de mobiele kraan 'Sennebogen' beschouwd.

Tabel 4.1 Aan te houden kraanbelastingen

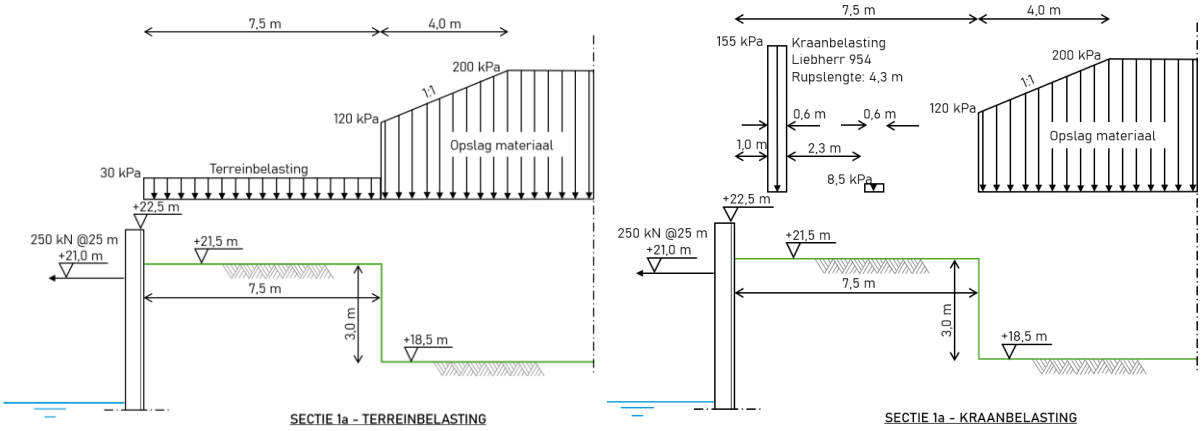
Sectie	Naam sectie	Kraanbelasting
1	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Mobiele kraan: Liebherr 954 + Sennebogen
2	Kerende wand talud [2]	Mobiele kraan: Liebherr 954
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Mobiele kraan: Liebherr 954 + Sennebogen
4-3d	Overige secties	Geen kraanbelasting

4.6 Belastingschema's

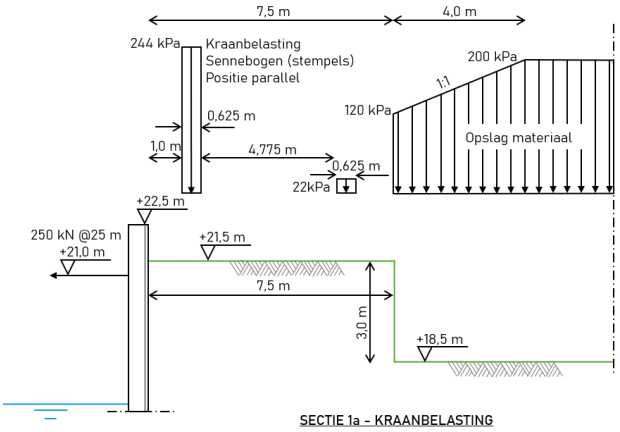
De aan te houden belastingschema's voor bovenbelasting en kraanbelastingen zijn weergegeven in de onderstaande figuren:

4.6.1 Nieuwe logistieke kade BESIX – sectie 1a

- Terreinbelasting 30 kPa vanaf 0 m tot 7,5 m afstand + opslag bulkmateriaal 120 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 11,5 m afstand.
- Liebherr 954 kraanlast + opslag bulkmateriaal 120 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 11,5 m afstand.
- Sennebogen kraanlast (op stempels maatgevend) + opslag bulkmateriaal 120 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 11,5 m afstand.



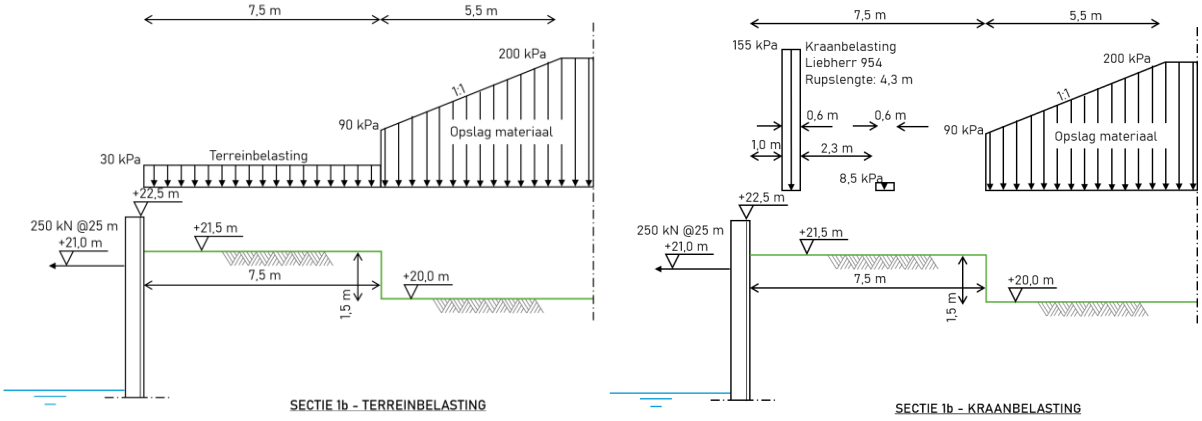
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 4.1 Belastingschema sectie 1a

4.6.2 Nieuwe logistieke kade BESIX – sectie 1b

- Terreinbelasting 30 kPa vanaf 0 m tot 7,5 m afstand + opslag bulkmateriaal 90 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,0 m afstand.
- Liebherr 954 kraanlast + opslag bulkmateriaal 90 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,0 m afstand.
- Sennebogen kraanlast (op stempels maatgevend) + opslag bulkmateriaal 90 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,0 m afstand. Voor de kraanlast wordt gerefereerd naar Figuur 4.1.

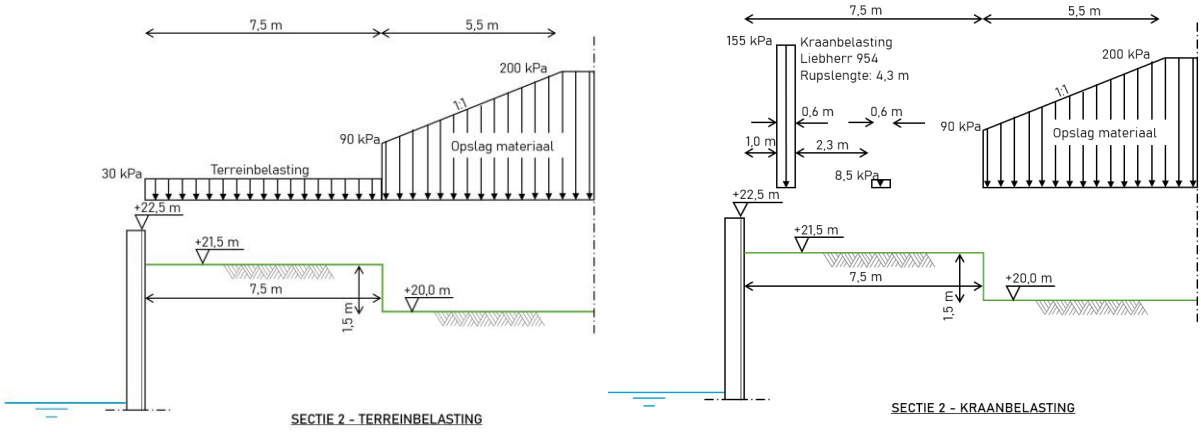


Figuur 4.2 Belastingschema sectie 1b

4.6.3 Kerende wand talud [1] – sectie 2

- Terreinbelasting 30 kPa vanaf 0 m tot 7,5 m afstand + opslag bulkmateriaal 90 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,0 m afstand.
- Liebherr 954 kraanlast + opslag bulkmateriaal 90 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,0 m afstand.

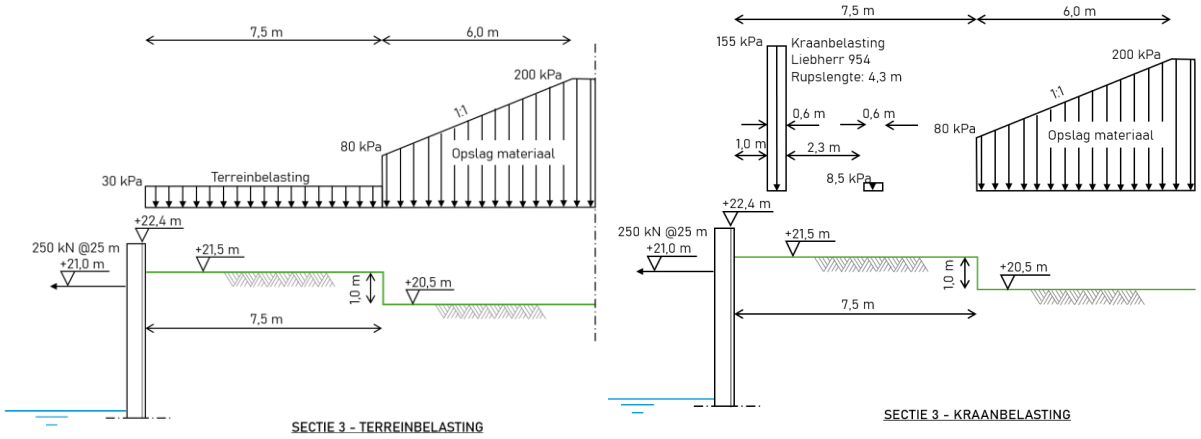
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 4.3 Belastingschema sectie 2

4.6.4 Nieuwe logistieke kade [BESIX] – sectie 3

- Terreinbelasting 30 kPa vanaf 0 m tot 7,5 m afstand + opslag bulkmateriaal 80 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,5 m afstand.
- Liebherr 954 kraanlast + opslag bulkmateriaal 80 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,5 m afstand.
- Sennebogen kraanlast (op stempels maatgevend) + opslag bulkmateriaal 80 kPa vanaf 7,5 m oplopend tot 200 kPa vanaf 13,5 m afstand. Voor de kraanlast wordt gerefereerd naar Figuur 4.1.



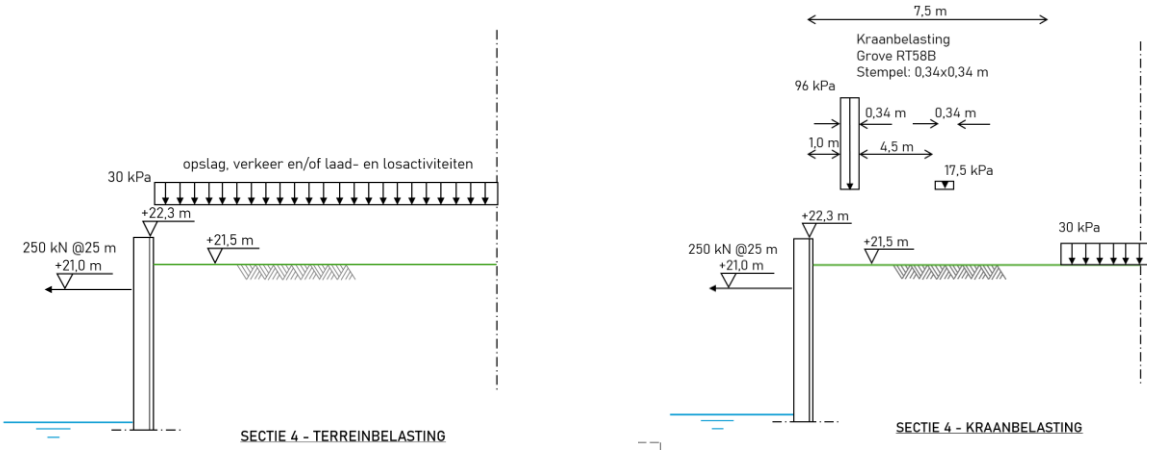
Figuur 4.4 Belastingschema sectie 3

4.6.5 Nieuwe logistieke kade [redacted] – sectie 4

- Terreinbelasting 30 kPa vanaf 0 m
- Er dient te worden geverifieerd wat de bovenbelasting is op basis van omgevingsgesprekken met [redacted].
- UPDATE rev. A: Na afstemming m[redacted]ans is gebleken dat er een 20-tons ruwterreinkraan wordt ingezet op zijn terrein. Er is een snelle inschatting gemaakt of deze kraan maatgevend wordt t.o.v. de terreinbelasting m.b.v. een vergelijkbare kraan Grove RT58B. Deze kraan weegt 20t en kan een last van 12 t tillen op stempels. Uitgaande van 75% van de massa op de waterzijdige stempels, resulteert dit dus in 0,75 · (20t + 12t) / 2 = 120 kN/stempel. Er wordt aangenomen dat de kraan

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

minimaal 1,0 m uit de damwand blijft, wat resulteert in een (gespreide) kraanbelasting gelijk aan 96 kPa voor en 17,5 kPa achter. Zie het belastingschema hieronder. De conclusie is dat dit niet tot een maatgevende belastingsituatie leidt en het ontwerp nog voldoet.



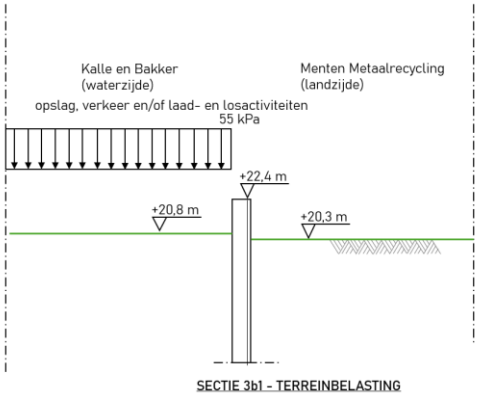
Figuur 4.5 Belastingschema sectie 4

4.6.6 Bestaande logistieke kade [VARO] – sectie 5

- Bovenbelastingen op het terrein van VARO zijn opgenomen in [30] deze notitie is bijgevoegd in Bijlage 15.

4.6.7 Nieuwe kerende wand – sectie 3b1

- Terreinbelasting 55 kPa vanaf 0 m aan de waterzijde.
- De keerwanden 3b1 en 3c worden ook onderworpen aan een (hoog) maaiveldpeil van NAP+22,4 m t.h.v. de toegangsweg. Deze situatie is getoetst i.c.m. een uniforme terreinbelasting van 30 kPa en is niet maatgevend t.o.v. de hier onderzochte situatie (lager maaiveld i.c.m. hogere belasting). Derhalve wordt deze combinatie niet verder uitgewerkt.

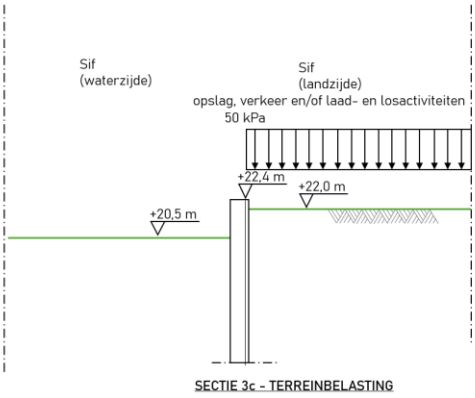


Figuur 4.6 Belastingschema sectie 3b1

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4.6.8 Nieuwe kerende wand – sectie 3c

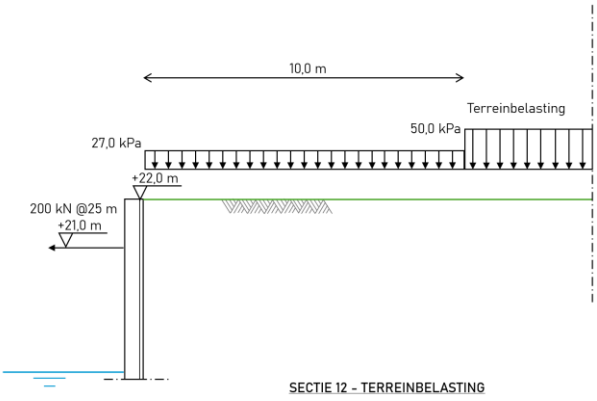
- Terreinbelasting 50 kPa vanaf 0 m aan de landzijde.



Figuur 4.7 Belastingschema sectie 3c

4.6.9 Bestaande logistieke kade [Sif] – sectie 12

- Terreinbelasting 27 kPa (gereduceerde terreinbelasting t.g.v. ophogen terrein) vanaf 0 m tot 10,0 m afstand + terreinbelasting 50 kPa vanaf 10,0 m afstand.

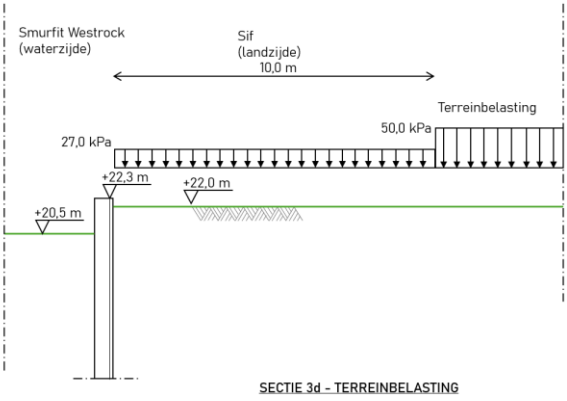


Figuur 4.8 Belastingschema sectie 12

4.6.10 Nieuwe kerende wand – sectie 3d

- Terreinbelasting 27 kPa (gereduceerde terreinbelasting t.g.v. ophogen terrein) vanaf 0 m tot 10,0 m afstand + terreinbelasting 50 kPa vanaf 10,0 m afstand.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 4.9 Belastingschema sectie 3d

4.6.11 Verkeersbelasting

Indien er een verkeersweg aanwezig is, dient er conform [29], paragraaf 8.5 een bovenbelasting van 20 kPa te worden aangehouden op de locatie van de verkeersweg.

4.6.12 IJsbelasting

Conform [14], paragraaf 3.2.5 wordt gerekend met een gemiddelde horizontaal werkende lijnlast van 400 kN/m (zoet water, rekenwaarde), aangenomen ter plaatse van de ongunstigste in beschouwing genomen waterstand. De representatieve waarde van de lijnlast is op basis van [18], Tabel 6.6 gelijk aan 400/1,1 = 363 kN/m. Het aangrijpniveau van de lijnlast wordt aangenomen op het niveau van de normale buitenwaterstand (NAP +16,70 m). Er is parallel onderzocht of een hoger aangrijpniveau (NAP+18.0 m) tot een maatgevende situatie leidt voor de maatgevende sectie 3. Dit aangrijpniveau is wél kritischer dan de normale buitenwaterstand, maar nog niet maatgevend t.o.v. de overige fases.

4.6.13 Afmeerbelasting

De damwandconstructies worden niet berekend op afmeerbelasting. De snelheid van schepen dwars op de kade bij het aanleggen is dermate laag dat het arbeidsvermogen van het schip dat door de fender/damwandcombinatie moet worden vernietigd niet bijzonder hoog zal zijn. Daarnaast worden de nieuwe kaden uitgerust met wrijfgordingen en -stijlen vergelijkbaar met het ontwerp van de wrijfgordingen en -stijlen bij de bestaande kaden [redacted] en [redacted] r en Sif, waarbij de onderste en zwaarst belaste wrijfgording zich ca. 1-1,5 m onder de verankering bevindt. Bij toepassing van een dergelijk ontwerp van wrijfgordingen en -stijlen vormen scheepsstoten geen maatgevende belastingsituatie. Het aangrijpingspunt van de belasting op de onderste wrijfgording werkt gunstig in de richting van de grond en leidt dan ook niet tot een toename van het veldmoment.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4.7 Belastingcombinaties

4.7.1 Belastingfactoren

Conform NEN-EN 9997-1 [6], Bijlage A.3 gelden de in Tabel 4.2 gegeven partiële factoren voor belastingen.

Tabel 4.2 Partiële factoren voor belastingen

Belasting		Symbool	Combinatie					
			A1			A2 (damwand)		
			RC1	RC2	RC3	RC1	RC2	RC3
Permanent	Ongunstig	γ_G	1,2	1,35	1,5	1,0	1,0	1,0
	Gunstig		0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0
Veranderlijk	Ongunstig	γ_Q	1,35	1,5	1,65	1,0	1,1	1,25
	Gunstig		0	0	0	0	0	0

Conform CUR 211, Tabel 6.6 (noot d) wordt een partiële factor van 1,3 aangehouden voor een veranderlijke horizontale belasting (haalpenbelasting).

4.7.2 Combinatiefactoren

In CUR 211 worden de in Tabel 4.3 gegeven combinatiefactoren vermeld.

Tabel 4.3 Combinatiefactoren conform CUR211

Actie	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Terreinbelasting	0,7	0,5	0,3
Verkeersbelasting	0,6	0,4	0
Kraanbelasting	0,6	0,4	0
Bolderbelasting	0,7	0,3	0
Gronddrukken	1,0	1,0	1,0
Waterdrukken	1,0	1,0	1,0
IJsbelasting	0,7	0,3	0

4.7.3 Belastingcombinaties

De potentieel maatgevende belastingcombinaties zijn afhankelijk van de voor de betrokken sectie van toepassing zijnde belastingen. Met betrekking tot belastingcombinaties worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- IJsbelasting wordt niet gecombineerd met bolderbelasting, aangezien ijs(druk) weerstand biedt tegen een afgemeerd schip.
- Aanvaarbelasting wordt niet gecombineerd met ijsbelasting.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4.8 Materialen

4.8.1 Staal

De materiaaleigenschappen van staal conform NEN-EN 1993-1-1 zijn gegeven in Tabel 3.18 waarin:

f_y= vloeigrens staal

f_u= treksterkte staal

Tabel 4.4 Materiaaleigenschappen staal

Staalsoort	t < 40 mm f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]	40 mm < t < 80 mm f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]
S235	235	360	215	360
S275	275	390	255	370
S355	355	490	355	470
S420 N/NL	420	520	390	520

Voor corrosiesnelheden worden de richtwaarden uit [13], Tabel 9.2 en Tabel 9.3 aangehouden zoals voorgeschreven door het Waterschap Limburg in document [29]. Waarden voor aantasting van damwanden in bodem en ophogingen zijn opgenomen in Tabel 4.5. Waarden voor aantasting van damwanden in zoet en zout water zijn opgenomen in Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Aantasting in [mm] van damwanden in bodem en ophogingen met of zonder grondwater (per blootgestelde zijde) [(a)] [(b)]

Omstandigheid	Beoogde levensduur [jaar]				
	5 [c)]	25 [(c)]	50	75	100
Ongeroerde, schone bodem	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Verontreinigde bodem, geroerde grond	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Zure bodem (veen, moeras)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Onverdichte aanvullingsgrond (klei, zand) [(b)]	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Onverdicht, agressief ophoogmateriaal [(b)]	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

(a) Uit NEN-EN 1993-5. Genoemde waarden zijn ter oriëntatie. Werkelijke waarden zijn afhankelijk van lokale omstandigheden.

(b) Corrosiesnelheden zijn in verdichte ophogingen lager dan in onverdichte ophogingen. Voor verdichte ophogingen moeten de gegeven waarden door 2 gedeeld worden.

(c) Getallen voor 5 jaar en 25 jaar zijn gebaseerd op metingen. De overige waarden zijn geëxtrapoleerd.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 4.6 Aantasting in [mm] van damwanden in zoet en zout water (per blootgestelde zijde) [(a)] [(b)]

Omstandigheid	Beoogde levensduur [jaar]				
	5 [c)]	25 [c)]	50	75	100
Schoon, zoet water (rond de waterlijn)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Sterk verontreinigd zoet water (rond de waterlijn)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Zout water in gematigd klimaat (spatzone en laagwaterzone)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Zout water in gematigd klimaat (permanent onderwaterzone)	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

(a) Uit NEN-EN 1993-5. Genoemde waarden zijn ter oriëntatie. Werkelijke waarden zijn afhankelijk van lokale omstandigheden.
(b) In water met getijdebeweging treden de hoogste corrosiesnelheden op ter hoogte van de spatzone en de laagwaterzone.
(c) Getallen voor 5 jaar en 25 jaar zijn gebaseerd op metingen. De overige waarden zijn geëxtrapoleerd.

Op basis van Tabel 4.5 en Tabel 4.6 worden de in Tabel 4.7 gegeven corrosiesnelheden per zone aangehouden.

Tabel 4.7 Aan te houden corrosiesnelheden per zone

Zone	Bovenkant zone	Corrosiesnelheid	
	[m NAP]	Waterzijde	Landzijde
Waterzone	+22,50	1,40 mm/100 jaar	1,20 mm /100 jaar
Bodemzone	+12,00	1,20 mm/100 jaar	1,20 mm /100 jaar

Zowel voor damwand als verankering wordt uitgegaan van het toepassen van overdikte van het staal in plaats van het toepassen van corrosiebescherming.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5 Ontwerp

5.1 Ontwerp nieuwe logistieke kaden – secties 1a, 1b, 3 en 4

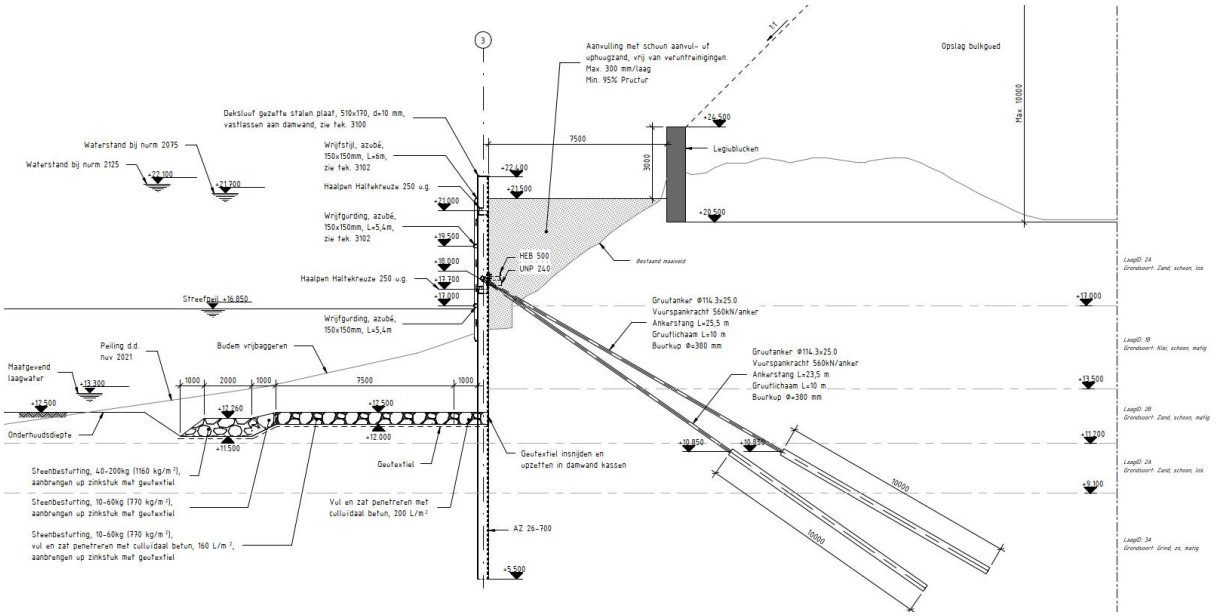
5.1.1 Ontwerpprincipe

De nieuwe logistieke kaden worden ontworpen als verankerde damwandconstructie met een doorlopende ankergording aan de achterzijde van de damwandconstructie. Aan de voorzijde van de damwandconstructie wordt gebaggerd en vervolgens wordt bodembescherming toegepast.

De verankering bestaat uit zelfborende ankers. Aangrijpingshoogte van de verankering is NAP +18,0 m. De bovenkant van de damwand wordt afgewerkt met een stalen deksloof.

De nieuwe kaden worden niet voorzien van bolders. Er worden wel haalpennen met een capaciteit van 250 kN toegepast. De h.o.h.-afstand van de haalpennen is 25,2 m. De niveaus waarop de haalpennen worden geïnstalleerd zijn NAP +21,0 m en NAP+17,7 m. De damplanken naast de haalpennen worden vastgelast vanaf bovenkant damwand t/m niveau gording t.b.v. de spreiding van de haalpenbelasting, zoals vermeld in §4.2.

Een principedoorsnede van de nieuwe logistieke kades is getoond in Figuur 5.1.



Figuur 5.1 Principe doorsnede logistieke kade

De nieuwe kaden worden voorzien van wrijfhout. Voor het ontwerp van de wrijfgordingen en -stijlen wordt uitgegaan van de toegepaste wrijfgordingen en -stijlen bij de bestaande kad[redacted]alle[redacted]akker en Sif (Azobé, 150 mm x 150 mm).

In het ontwerp van de nieuwe logistieke kade en kerende wanden wordt uitgegaan van de toepassing van ladders, met een onderlinge afstand van maximaal 30 m (conform RVW 2020, paragraaf 4.9.5).

De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een stalen deksloof. Aangezien het maaiveld achter de kade circa 1,0 m onder niveau bovenkant damwand wordt uitgevoerd is er geen leuningwerk o.i.d. benodigd t.a.v. valbeveiliging.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.1.2 Gegevens damwand

In Tabel 5.1 zijn de invoergegevens voor de damwand gegeven.

Tabel 5.1 Invoer parameters damwand nieuwe logistieke kades

Sectie		1a/1b	3	4
Planktype	-	AZ26-700	AZ26-700	AZ26-700
Niveau top	m NAP	+22,5	+22,4	+22,3
Niveau teen	m NAP	+6,0	+5,50	+7,0
Planklengte	m	16,5	16,9	15,3
Staalsoort	-	S355 GP	S355 GP	S355 GP
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000	210.000	210.000
Doorsnedeklasse	-	3	3	3

5.1.3 Gegevens verankering

In Tabel 5.2 zijn de invoergegevens voor de zelfborende ankers gegeven.

Tabel 5.2 Invoer zelfborende ankers logistieke kades

Sectie		1a/1b	3	4
Doorsnede ankerstang [a]	mm	Ø101,6 x 28,0 6474/6096[a]	Ø114,3 x 25,0 7014/ 6587[a]	Ø101,6 x 22,2 5538 / 5159(a)
Staalsoort	-	E470		
Breukspanning (f_u)	N/mm^2	700		
Vloeispanning (f_y)	N/mm^2	500		
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000		
h.o.h afstand	m	2,8		
Ankerhoek met horizontaal	°	32,50 [b]		
Insteekniveau boven	m NAP	+18,0		
Bovenkant groutprop	m NAP	+11,00	+10,85	+10,3
Lengte groutprop	m	10,0	10,0	8,0
Totale ankerlengte	m	24,0 / 22,2	24,2/22,4	23,4/21,4
Ankerlengte (D-sheet)	m	16,33	16,53	17,00
Voorspankracht (axiaal)	kN/anker	280		
Boordiameter	mm	380		

(a) Oppervlakte verankering gecorrodeerd en ongecorrodeerd (mm^2). De strengenankers zijn van een dubbele corrosiebescherming voorzien, waardoor corrosie wordt verwaarloosd.

(b) De ankers in alle secties worden gewaaierd aangebracht met een hoek van +/- 2,5°. De gemiddelde hoek met bijbehorende waarden is in bovenstaande tabel weergegeven en wordt aangehouden in het model. De totale ankerlengte is dus ook variabel.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.1.4 Bouwfasering

De volgende bouwfasering wordt aangehouden:

Tabel 5.3 Bouwfasering sectie 1a.

Nr.	Fase	Terrein [kPa]	Kraan [kPa]	Opslag [kPa]	Haalpen [kN/m]	IJs [kN/m]	Water Haven	[m NAP] Land	CC/RC
1	Aanbrengen damwand						16,70	16,70	CC0/RC0
2	Bodem reductie						16,70	16,70	CC0/RC0
3	Aanbrengen ankers						16,70	16,70	CC0/RC0
4	Voorspannen ankers						16,70	16,70	CC0/RC0
5	Aanvulling tussen damwanden						16,70	16,70	CC0/RC0
6	Aanvullen + Bodembescherming	10,0					16,70	16,70	CC0/RC0
7	Terrein + Opslag x ψ0 + Haalpen x ψ0	30,0		84-140	62,50		16,70	18,25	CC2/RC2
8	Opslag + Terrein x ψ0 + Haalpen x ψ0	21,00		120-200	62,50		16,70	18,25	CC2/RC2
9	Terrein x ψ0 + Opslag x ψ0 + Haalpen	21,00		84-140	89,30		16,70	18,25	CC2/RC2
10	Kraan + Opslag x ψ0 + Haalpen x ψ0		155/8,5	84-140	62,50		16,70	18,25	CC2/RC2
11	Terrein x ψ0 + Opslag x ψ0 + IJs	21,00		84-140		364	16,70	18,25	CC2/RC2
12	Terrein x ψ0 + Opslag x ψ0 [val ELW]	21,00		84-140			13,30	20,50	CC2/RC2
13	Terrein x ψ0 + Opslag x ψ0 [MHW]	21,00		84-140			22,10	21,50	CC2/RC2
14	Opslag x ψ0 + Kraan x ψ0 [val MHW]		93/5,0	84-140			16,70	21,50	CC2/RC2
15	Opslag x ψ0 + Terrein x ψ0 [val MHW]	21,00		84-140			16,70	21,50	CC2/RC2
16	Kranz Stabiliteit: Opslag x ψ0 + Kraan x ψ0 + Haalpen x ψ0		93/5,0	84-140	62,50		16,70	18,25	CC2/RC2

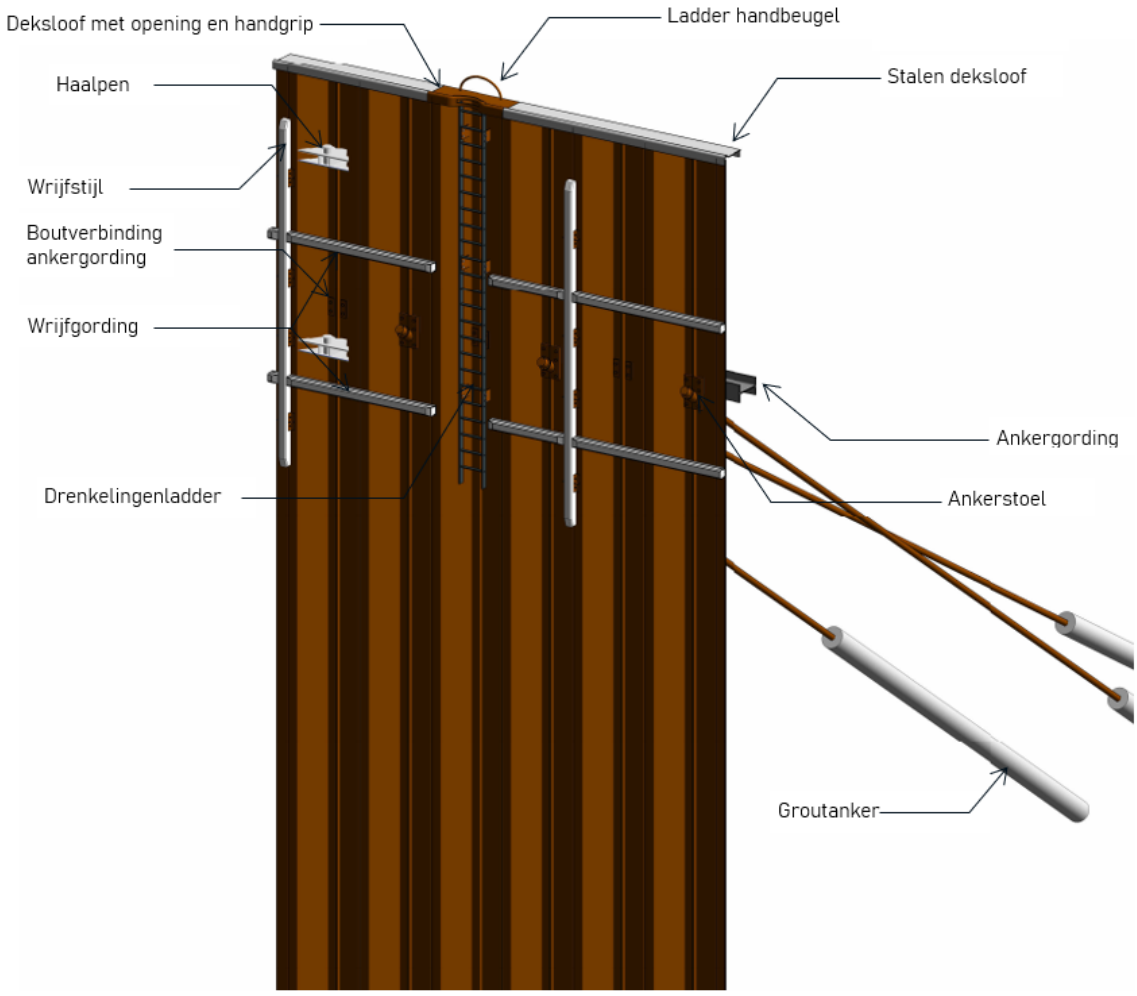
Fasen 1 t/m 6 betreffen bouwfasen en worden doorgerekend in RC0/CC0. De partiële factoren in deze fases zijn gelijk aan 1,0. De gebruiksfase (fase 7 t/m 10) en de extreme situaties (fase 11 t/m 16) worden doorgerekend in RC2/CC2, waarvan de partiële factoren zijn weergegeven in §3.3.4 en §5.4.2.

Bovenstaande tabel geeft een relatief compleet overzicht van alle ontwerpcombinaties zoals aangehouden in de fasering van het ontwerpmodel. Deze bouwfasering is voor alle secties in de basis gelijk, waarbij hier inzichtelijk wordt gemaakt hoe diverse belastingen worden gecombineerd en hoe diverse waterstandscenario's worden aangehouden. Derhalve wordt de bouwfasering niet voor elke sectie apart gepresenteerd, maar wordt verwezen naar Tabel 5.3. Hier moet met dien verstande naar worden gekeken dat belastingen per sectie kunnen afwijken, zoals omschreven in Hoofdstuk 4.

5.1.5 Overzicht

Een overzicht van de detaillering van de kademuur (logistieke kades) is getoond in Figuur 5.2.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.2 Overzicht detaillering kademuur (logistieke kade)

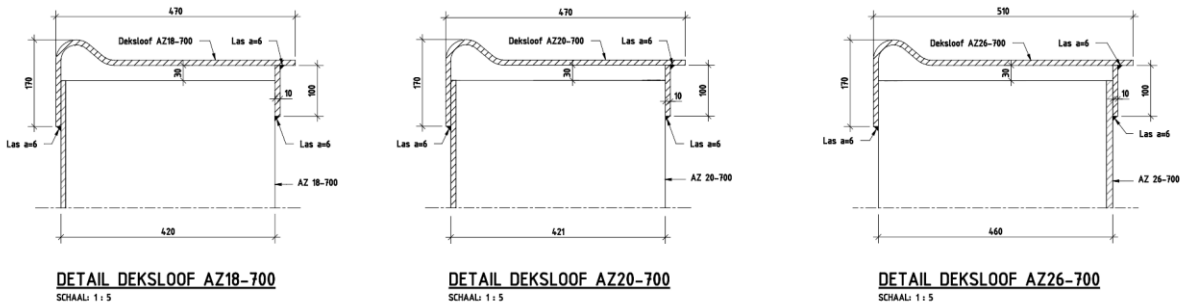
5.1.6 Stalen deksloof

De damwanden in de logistieke kades en de kerende wand worden voorzien van een stalen deksloof om de bovenzijde van de damwandconstructie af te dekken en te beschermen tegen invloeden van buitenaf, zoals weersomstandigheden en slijtage. Deze deksloof zorgt ook voor een nette en afgewerkte uitstraling en maakt het mogelijk om kleine beschadigingen (door het installeren van de damwanden) aan de bovenzijde van de damwand te verbergen.

Een speciaal hiervoor ontworpen deksloof in de vorm van een gezette stalen plaat kan worden toegepast. Aangezien de platen te hoog geplaatst zijn om over te lopen worden de platen niet voorzien van antislip ribbels.

De afmeting van de deksloof zal variëren voor de verschillende type toegepaste damwand :AZ26-700, AZ20-700 en AZ18-700. Een principe tekening van de dekplaat is hieronder getoond:

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

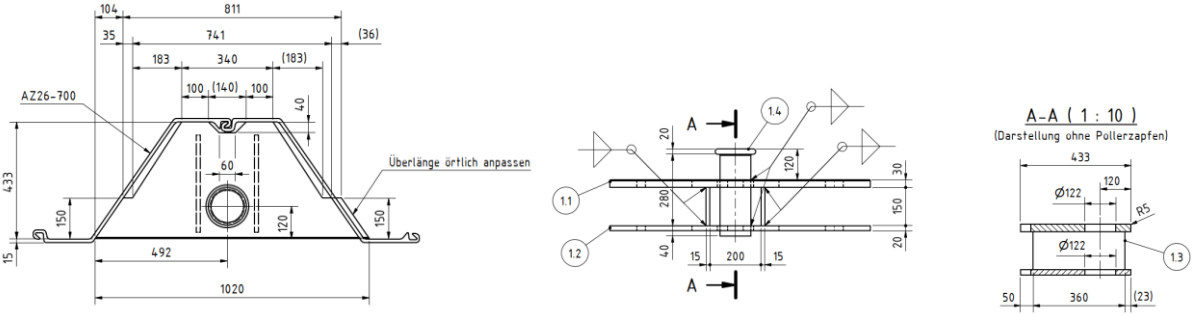


Figuur 5.3 Principe doorsnede deksloof voor AZ18-700, AZ20-700 en AZ26-700 damwand

De deksloof wordt doormiddel van een lasverbinding aan de damwand bevestigd.

5.1.7 Haalpennen

Er worden haalpennen type Haltekreuze toegepast met een capaciteit van 250kN met een onderlinge afstand van 25,2 m. De haalpenconstructie bestaat uit twee stalen platen met een massieve stalen pin.



Figuur 5.4 Haalpen type Haltekreuze

De twee horizontale platen van de haalpenconstructie worden doormiddel van een lasverbinding bevestigd aan de damplanken. De haalpennen worden toegepast op niveaus ca. NAP +17,7 m en ca. NAP +21,0 m.

Zoals vermeld in §4.2 dienen de sloten van de twee dubbele damwandplanken naast de haalpen te worden vastgelast over een afstand tussen bovenkant damwand en peil gording.

5.1.8 Wrijfstijlen en gordingen

De logistieke kades worden voorzien van Azobé wrijfstijlen en wrijfgordingen. kenmerken van de wrijfstijlen zijn gegeven in Tabel 5.4:

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 5.4 Kenmerken wrijfstijlen

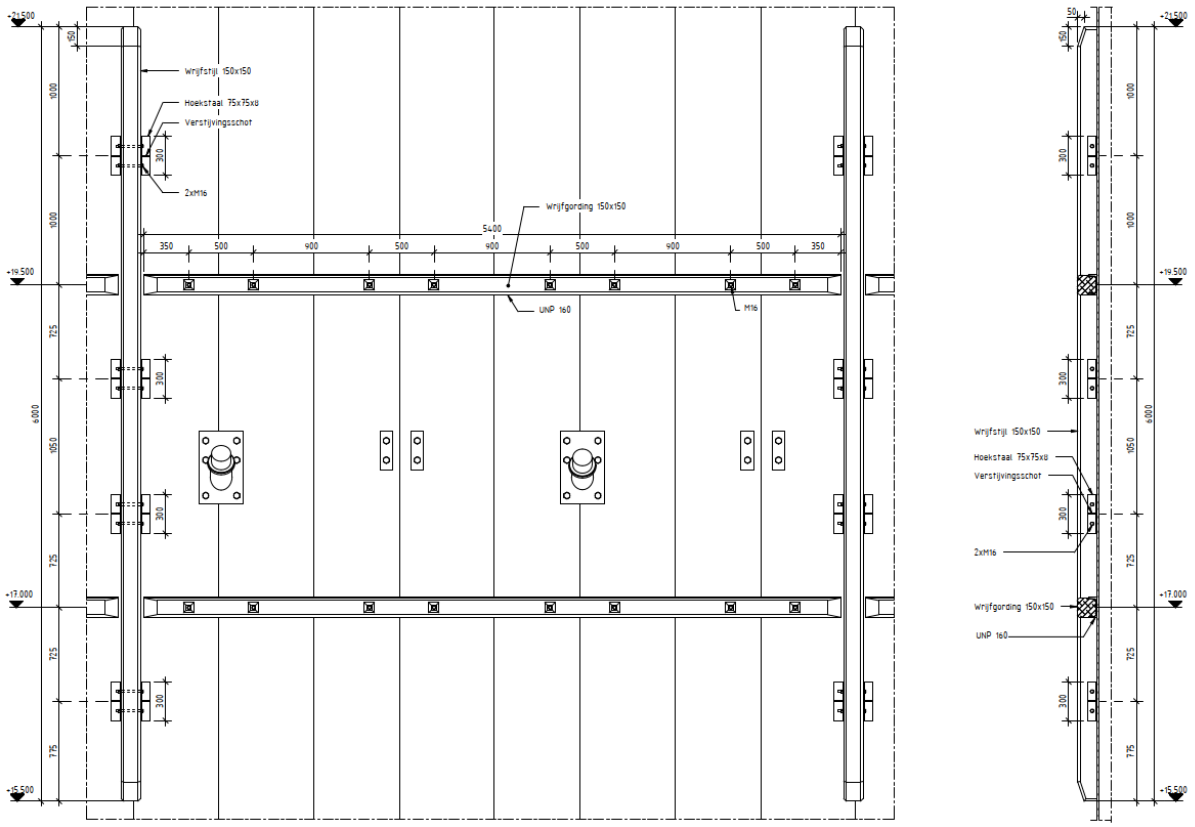
Kenmerk	
Profiel	Azobé 150 mm x 150 mm 20 mm x 20 mm vellingkanten aan voorzijde 150 mm x 50 mm vellingkant boven- en onderkant L = 6000 mm
Niveau bovenkant	NAP +21,5 m
Niveau onderkant	NAP +15,5 m
Hart op hart afstand	5,6 m
Bevestiging	Twee hoekstalen L75x75x7, L=300 mm gelast aan damwand met 2x M16 boutverbinding door de wrijfstijl op niveaus: - NAP +20,50 m - NAP +17,725 m - NAP +18,775 m - NAP +20,225 m

De kenmerken van de wrijfgordingen zijn gegeven in Tabel 5.5:

Tabel 5.5 Kenmerken wrijfgordingen

Kenmerk	
Profiel	2x Azobé 150 mm x 150 mm 20x20 vellingkanten aan voorzijde 100 mm x 20 mm vellingkant linker- en rechterkant L = 5400 mm
Niveau hart bovenste gording	NAP +19,5 m
Niveau hart onderste gording	NAP +17,0 m
Hart op hart afstand	5,6 m horizontaal 2,5 m verticaal
Bevestiging	UNP160 gelast aan de damwand achter de gehele gording. Boutverbinding M16 @ 500 mm tussen de wrijfgording en het UNP-steunprofiel.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

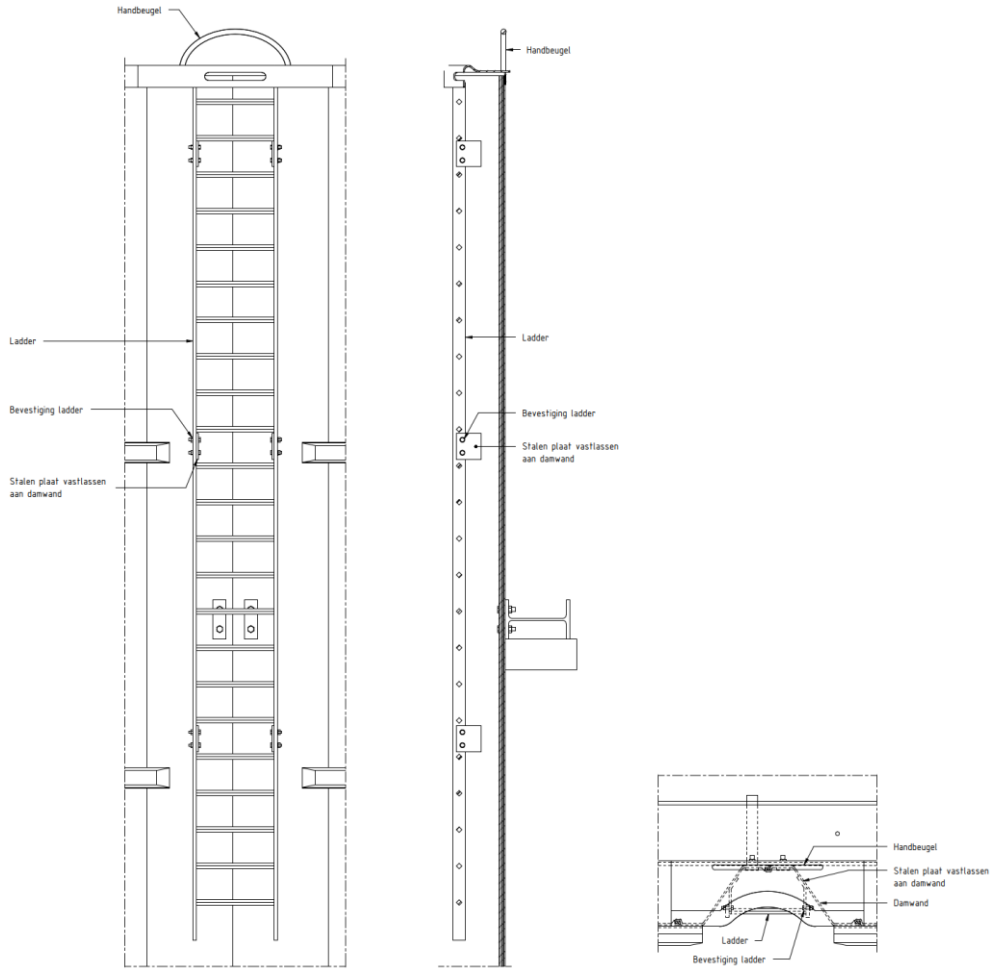


Figuur 5.5 Vooraanzicht en zijaanzicht wrijfhout

5.1.9 Drenkelingenladders

Zowel de logistieke kades als de kerende wand worden voorzien van drenkelingenladders om de 25,2 m die verzonken in de damwandkas worden aangebracht. De ladder reikt van de bovenzijde van de damwand tot 1,0 m onder het streefpeil van NAP +16,70 m bij de logistieke kades (sectie 1a, 1b, 3). Bij de kerende wand (sectie 2) is een talud aanwezig voor de constructie en reikt de ladder vlak boven bodemniveau. In de deksloof wordt aan de voorzijde een opening en handgrip voorzien. Boven op de deksloof wordt een handbeugel aangebracht, die het mogelijk maakt de trap vanaf de kade en vice versa veilig te betreden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.6 Vooraanzicht, zijaanzicht en bovenaanzicht nieuwe ladders.

Tabel 5.6 Kenmerken drenkelingenladders

Kenmerk	
Bovenkant ladder	NAP +22,4 m
Onderkant ladder logistieke kade	NAP +15,7 m (L = 6300 mm)
Onderkant ladder kerende wand	NAP +17,9 m (L = 4500 mm)

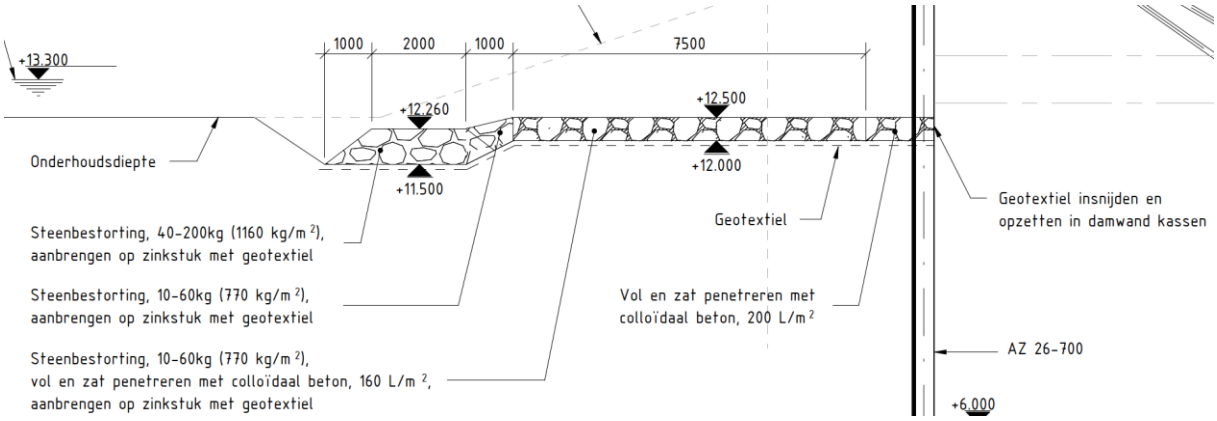
5.1.10 Bodembescherming ter plaatse van nieuwe logistieke kades

In aansluiting op het VK[redacted] Koopmans en kade VARO) wordt ervan uitgegaan dat bodembescherming wordt aangebracht bij de nieuwe logistieke kaden BESIX. In [35] is aan de hand van het Ontwerp-Projectplan Waterwet [62] afgeleid waaraan de bodembescherming ten aanzien van hoogte/maatvoering dient te voldoen:

- Niveau bovenkant bodembescherming: NAP +12,50 m
- Niveau realisatie baggerwerk: NAP +12,00 m (uitgaande van een laagdikte van 0,50 m)
- Constructiediepte nieuwe kaden: NAP +11,50 m (uitgaande van 0,50 m geroerde grond)

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Voor de bodembescherming wordt uitgegaan van een zinkstuk bestort met breuksteen 10-60 kg, welke tot een afstand van 8,5 m ten opzichte van de voorzijde van de damwand wordt gepenetreerd met colloïdaal beton.



Figuur 5.7 Doorsnede bodembescherming

5.1.11 Kade drainage

Er wordt geen drainage toegepast achter de nieuwe kades in de primaire keringen.

5.2 Ontwerp nieuwe kerende wand talud – sectie 2

5.2.1 Ontwerpprincipe

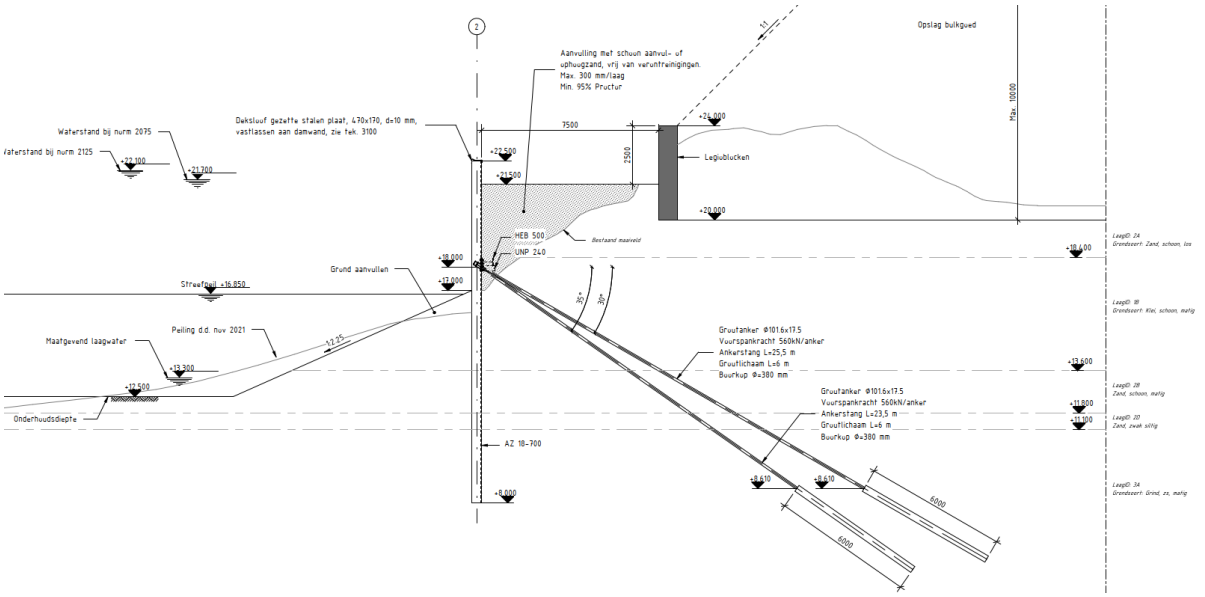
De kerende wand talud wordt ontworpen als verankerde damwandconstructie met een doorlopende ankergording aan de achterzijde van de damwanden.

De damwand wordt aangebracht in het bestaande talud op het niveau van ca. NAP +17 m, net boven de gemiddelde buitenwaterstand en net binnen de erfgrens.

Omdat het niet mogelijk is gebleken dat de damwand onverankerd blijft, wordt een verankering aangebracht met aangrijpingshoogte op NAP +18,0 m.

De bovenkant van de damwand wordt afgewerkt met een stalen deksloof.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.8 Ontwerpprincipe kerende wand talud

5.2.2 Gegevens damwand

In Tabel 5.1 zijn de invoergegevens voor de damwand gegeven.

Tabel 5.7 Invoer parameters damwand nieuwe kerende wand talud

Sectie		2
Planktype	-	AZ18-700
Niveau top	m NAP	+22,5
Niveau teen	m NAP	+8,0
Planklengte	m	14,5
Staalsoort	-	S355 GP
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000
Doorsnedeklasse	-	3

5.2.3 Gegevens verankering

In Tabel 5.2 zijn de invoergegevens voor de zelfborende ankers gegeven.

De ankerhoek van sectie 2 ter hoogte van de overgangen met sectie 1b en 3 wordt lokaal aangepast naar 17,5° om clashes met de kruisende ankers te voorkomen. Het bovenpeil van de groutprop blijft gelijk, waardoor deze ankers langer worden. Dit leidt niet tot een maatgevende ontwerpsituatie en is apart gecontroleerd. De invloed is verwaarloosbaar of niet maatgevend. Dit wordt niet apart gerapporteerd in dit document omwille van de leesbaarheid.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 5.8 Invoer zelfborende ankers nieuwe kerende wand talud

Sectie		2
Doorsnede ankerstang [(a)]	mm	Ø101,6 x 17,5 4578 / 4245[(a)]
Staalsoort	-	E470
Breukspanning (f_u)	N/mm^2	700
Vloeispanning (f_y)	N/mm^2	500
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000
h.o.h afstand	m	2,8
Ankerhoek met horizontaal	°	32,5 [(b)]
Insteekniveau boven	m NAP	+18,0
Bovenkant groutprop	m NAP	+8,61
Lengte groutprop	m	6,0
Totale ankerlengte	m	24,80/22,4
Ankerlengte (D-sheet)	m	19,50
Voorspankracht (axiaal)	kN/anker	280
Boordiameter	mm	380

(a) Oppervlakte verankering gecorrodeerd en ongecorrodeerd (mm2). De strengenankers zijn van een dubbele corrosiebescherming voorzien, waardoor corrosie wordt verwaarloosd.

(b) De ankers in alle secties worden gewaaierd aangebracht met een hoek van +/- 2,5°. De gemiddelde hoek met bijbehorende waarden is in bovenstaande tabel weergegeven en wordt aangehouden in het model. De totale ankerlengte is dus ook variabel.

5.2.4 Overzicht en kademeubilair

In §5.1.5 t/m §5.1.11 is reeds benoemd welk kademeubilair wordt toegepast voor de kerende wand taluds, zoals in sectie 2 van toepassing. Kort samengevat wordt de kerende wand voorzien van een stalen deksloof (§5.1.6) en van drenkelingenladders (5.1.9).

Het overige meubilair, zoals de haalpennen en de wrijfgordingen, zijn niet van toepassing op sectie 2 – het kerende wand talud.

5.2.5 Bodembescherming ter plaatse van kerende wanden talud

Het is niet bekend wat de bekleding is van de bestaande taluds. Er wordt in DO voor gekozen om géén bodembescherming toe te passen bij de kerende wand taluds. Dit houdt tevens in dat er een bepaalde mate van ontgronding in rekening wordt gebracht in de ontwerpberekeningen. Dit is aangeduid in Tabel 7.5 en gebaseerd op de NEN-EN-9997-1 §9.3.2.2.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.3 Ontwerp verbouw bestaande logistieke kade – sectie 5

5.3.1 Validatie van de damwand in sectie 5

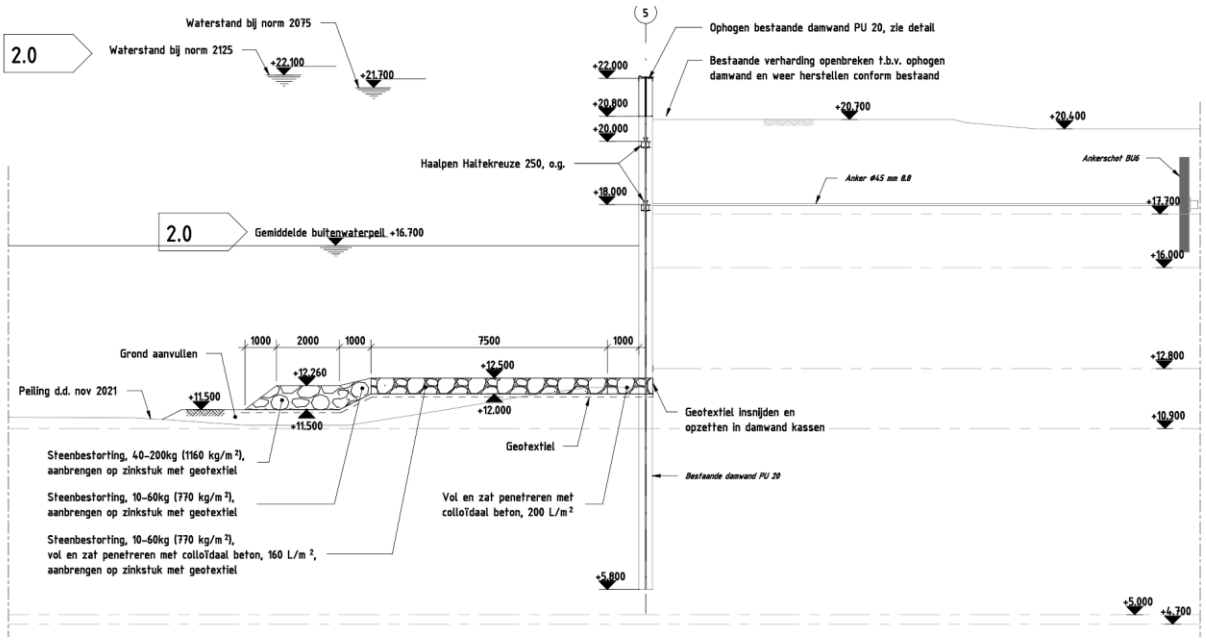
De bestaande kade in sectie 5 (VARO) was onderdeel van het VKA [30] en is gevalideerd binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei. Deze damwand is afgekeurd op faalmechanisme hoogte en wordt daarom opgehoogd. Het ontwerp van deze sectie is tevens bijgevoegd in Bijlage 15.

5.3.2 Aanpassingen damwand sectie 5

In hoofdlijnen worden de volgende aanpassingen uitgevoerd:

- Ophogen van de bestaande damwand tot een niveau van NAP +22,00 m;
- Installeren van bodembescherming;
- Installeren van nieuwe Haalpennen (2 niveaus);
- Maaiveld achter de damwand herstellen op NAP +20,7 m na het opbreken en opnieuw aanbrengen verharding t.b.v. oplengen damwand;
- Aanbrengen nieuwe stalen deksloof;
- Aanbrengen nieuwe drenkelingenladders;
- Ophoven van het bestaande manifold;
- Aanbrengen van luie trappen met bordes.

Een principedoorsnede van de logistieke kade van VARO is getoond in onderstaande figuur.



Figuur 5.9 Principe doorsnede kade VARO

Het ontwerp van de bestaande kade sectie 5 – VARO is reeds uitgevoerd in 2019 en wordt niet verder opgenomen in dit rapport. Voor dit ontwerp inclusief de vereiste veiligheidsbeschouwingen wordt verwezen naar [33] en [34].

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.3.3 Ontwerp waterinname blusinstallatie tussen sectie 4 en 5

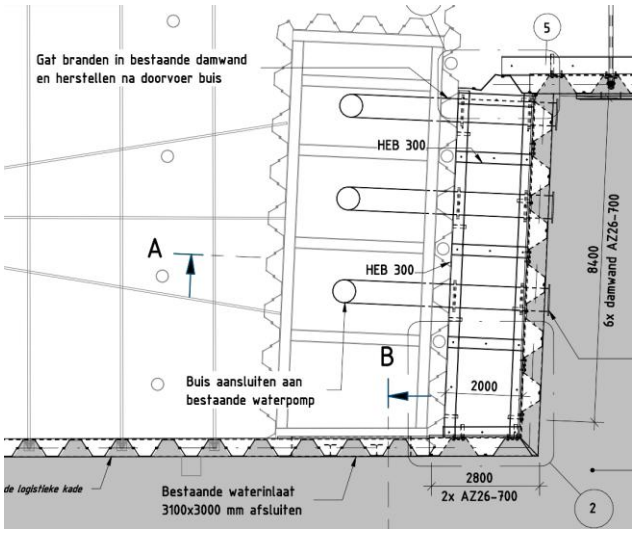
Aanleiding

De huidige blusinstallatie van VARO aan de [redacted]ven vormt een obstakel in de primaire waterkering. De bestaande damwanden rond de waterput hebben een ontoereikende hoogte (20,8 m+NAP) ten opzichte van de vereiste kerende hoogte (22,0 m+NAP). Bovendien maakt het pompgebouw dat op de damwanden rust, ophoging technisch lastig. De open verbinding via het looprooster en de waterinlaat levert daarbij een waterveiligheidsrisico op. De kern van de opgave is dus het realiseren van voldoende kerende hoogte, het wegnemen van de open verbinding en het zodanig aanpassen van de blusinstallatie dat deze blijft functioneren binnen de vergunningseisen van VARO.

Oplossingsrichting

Na vergelijking van vier mogelijke varianten uit [30] is gekozen voor een variant waarbij een nieuwe damwand langs de noordwestzijde gerealiseerd wordt en de bestaande damwand aan de noordoostzijde opgehoogd, conform de rest van dijkvak 7. De waterput wordt definitief afgesloten en de pompen worden direct aangesloten op het buitenwater. Daarmee maakt de put geen onderdeel meer uit van de waterkerende constructie. De leidingen kruisen de waterkering, maar worden zodanig ontworpen en getoetst dat ze voldoen aan de waterveiligheidseisen. Dit wordt nader onderbouwd in Bijlage 15.

Deze variant biedt een technisch goed uitvoerbare oplossing met beperkte ingrepen in de bestaande installatie. Er is geen waterveiligheidsafhankelijke afsluiter nodig, wat de betrouwbaarheid vergroot en faalkansen verkleint. Bovendien worden de stabiliteitsproblemen van de bestaande damwanden achter de waterput vermeden, omdat deze geen onderdeel meer zijn van de kering. Het risico op uitval van de blusfunctie is minimaal en de waterveiligheidsbijdrage van de installatie wordt verwaarloosbaar geacht. Daarmee is variant 4 zowel vanuit technisch, beheersmatig als vanuit waterveiligheid het meest robuuste voorkeursalternatief.



Figuur 5.10 Bovenaanzicht van de waterinnameconstructie VARO

In Tabel 5.9 zijn de gegevens voor de damwand gegeven.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 5.9 Parameters damwand waterinnameconstructie VARO

Sectie		Tussen 4 en 5
Planktype	-	AZ26-700
Niveau top	m NAP	+22,3
Niveau teen	m NAP	+5,0
Planklengte	m	15,5
Staalsoort	-	S355 GP
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000
Doorsnedeklasse	-	3

Aanvaarbeveiliging

In de bestaande situatie is het waterinnamepunt van de blusinstallatie beveiligd tegen aanvaring middels een buispaal. Deze buispaal wordt tijdelijk verwijderd en na constructie van het nieuwe innamepunt herplaatst. Er wijzigt dus niets aan de veiligheidsvoorziening.

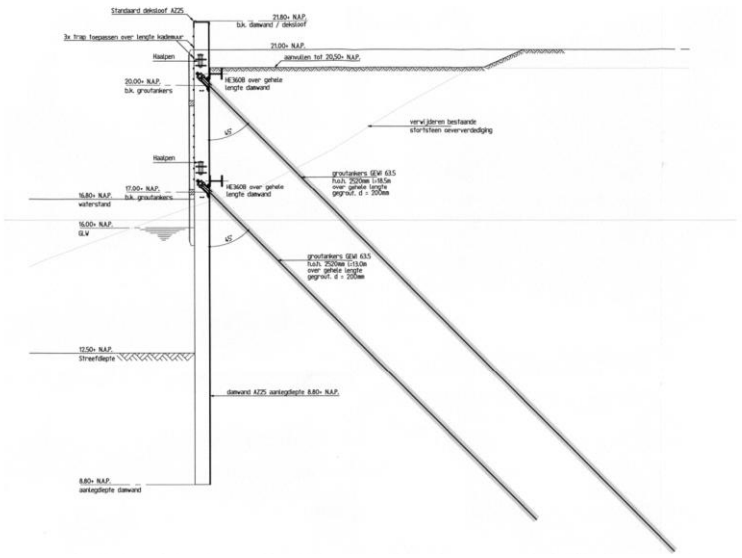
Er wordt opgemerkt dat een nieuw ontwerp voor een dergelijke beschermpaal tot een onevenredig zware constructie leidt. De scheepsklasse en vaarsnelheid resulteren in zeer hoge aanvaarbelastingen en/of-energieën. Aangezien er in de praktijk is gebleken dat het risico op aanvaring met de bestaande buispaal effectief kan worden beheerst, wordt ervoor gekozen om de bestaande situatie te handhaven. De schippers zijn immers bekend met de Wi[redacted]haven.

5.4 Ontwerp sectie 12 - bestaande logistieke kade Sif

5.4.1 Ontwerpprincipe

De bestaande logistieke kade van Sif op de landtong is gebouwd omstreeks 2007/2008. Dit betreft een damwand met een dubbele rij ankers, op peilen NAP+20.0 m en NAP+17.0 m. Achter beide ankerrijen is een doorlopende ankergording voorzien. Aan de voorzijde zijn er diverse onderdelen kademeubilair toegepast, met name haalpennen, wrijfstijlen/-gordingen en drenkelingenladders. De bovenzijde van de kade is afgewerkt met een stalen deksloof. De bestekstekening is hieronder getoond. Hiervan is bekend dat er enkele onzekerheid bestaat over diverse constructie-elementen. De werkelijke constructie-elementen worden hieronder getoond in §5.4.3 t/m §5.4.6.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.11 Bestekstekening uit [37] met doorsnede van sectie 12 – bestaande logistieke kade Sif. Merk op dat bekend is dat hier afwijkingen op bestaan.

5.4.2 Toepassing NEN-8700

Voor aanpassingen aan bestaande constructies is er de mogelijkheid om de aangepaste constructie te ontwerpen volgens NEN 8700 en NEN 8707 (specifiek voor geotechnische constructies) [29]. De eisen waaraan een constructie dient te voldoen volgens deze norm zijn minder hoog dan de eisen waaraan een constructie dient te voldoen volgens de norm voor een nieuw te bouwen constructie (NEN 9997-1), zie Tabel 5.10 voor een vergelijking van de waarden van de betrouwbaarheidsindex β. De minimaal te hanteren restlevensduur van een constructie waarvan de aanpassing wordt ontworpen met behulp van NEN 8700 [11] is 15 jaar. Waterschap Limburg hanteert een minimale restlevensduur van 50 jaar voor primaire waterkeringen.

Tabel 5.10 Vergelijking betrouwbaarheidsindex NEN 9997-1 en NEN 8700 / NEN 8707

Betrouwbaar-heidsklasse	NEN 9997-1, 50 jaar referentieperiode	NEN 8700 / NEN 8707, 15 jaar referentieperiode	
		Verbouw	Verbouw voor 2003 [(a)]
RC1	3,3	2,8	2,8
RC2	3,8	3,3	3,1
RC3	4,3	3,8	3,6

(a) Deze waarden mogen alleen zijn toegepast bij bouwwerken waarvoor een omgevingsvergunning voor het bouwen is verleend onder Bouwbesluit 2003 of daarvoor.

De volgende aanpak wordt aanbevolen indien er aanpassingen aan een bestaande damwand-constructie worden gedaan om daarmee de veiligheid voor de toekomstige situatie te waarborgen [1]:

- Inventariseren van de aanwezige constructie volgens het oorspronkelijke ontwerp;
- Inspecteren van de staat van constructieonderdelen;
- Vaststellen van de te hanteren referentieperiode verbouw;
- Vaststellen van de te hanteren randvoorwaarden en uitgangspunten verbouw;
- Verifiëren of de te verbouwen constructie voldoet aan de eisen voor nieuwbouw volgens NEN 9997-1 [6].

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Indien de te verbouwen constructie niet voldoet aan de eisen voor nieuwbouw volgens NEN 9997-1, dient de constructie te worden ontworpen met partiële factoren volgens NEN 8700.

De te hanteren partiële factoren voor grondparameters, algehele stabiliteit en belastingen voor een referentieperiode van 15 jaar of langer volgen uit NEN 8707 [12], Bijlage K, L en N. Deze partiële factoren zijn overgenomen in Tabel 5.11 en t/m Tabel 5.13..

Tabel 5.11 Partiële factoren voor grondparameters (damwand) verbouwnorm NEN 8707 Bijlage L

Parameter	Symbool	Combinatie M2 (Damwand) (STR/GEO)					
		Verbouw			Verbouw, voor 2003 [a]		
		RC1	RC2	RC3	RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,085	1,15	1,175	1,085	1,12	1,16
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,05	1,15	1,25	1,05	1,11	1,21
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,35	1,5	1,6	1,35	1,45	1,55
Prismadruksterkte	γ_{qu}	1,35	1,5	1,6	1,35	1,45	1,55
Volumiek gewicht	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabel 5.12 Partiële factoren grondparameters – algehele stabiliteit verbouwnorm NEN 8707 Bijlage N.2

Parameter	Symbool	Combinatie M2 (Damwand) (STAB)					
		Verbouw			Verbouw, voor 2003 [a]		
		RC1	RC2	RC3	RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,15	1,20	1,25	1,15	1,15	1,25
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,15	1,30	1,45	1,15	1,25	1,40
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,30	1,50	1,75	1,30	1,40	1,65
Prismadruksterkte	γ_{qu}	1,30	1,50	1,75	1,30	1,40	1,65
Volumiek gewicht	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabel 5.13 Partiële belastingfactoren voor damwand – verbouwnorm – NEN 8707 Bijlage K

Belasting		Symbool	Combinatie Verbouw A2 (damwand)			Combinatie Verbouw, voor 2003 [a] A2 (damwand)		
			RC1	RC2	RC3	RC1	RC2	RC3
Permanent	Ongunstig	γ_G	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	Gunstig		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Veranderlijk	Ongunstig	γ_Q	1,0	1,0	1,10	1,0	1,0	1,06
	Gunstig		0	0	0	0	0	0

(a) Deze waarden mogen alleen zijn toegepast bij bouwwerken waarvoor een omgevingsvergunning voor het bouwen is verleend onder Bouwbesluit 2003 of daarvoor.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.4.3 Gegevens damwand

Het damwandtype uit het bestek (zie Figuur 1.1) is gelijk aan AZ25 (S240 GP). Echter, de damwandcertificaten (materiaalcertificaat en leverbonnen) en de onderbouwing met de bestek wijziging t.a.v. de verankering geven aan dat het werkelijk toegepaste damwandtype gelijk is aan AZ26. Bovendien duiden de materiaalcertificaten op een hogere staalklasse (S355), maar deze kunnen niet met zekerheid worden gekoppeld aan deze damwand. Derhalve wordt in deze herberekening aangenomen dat de bestaande damwand bestaat uit AZ26 (S240 GP).

Een tweede onzekerheid bestaat over het aanzetpeil / de werkelijke planklengte van de damwand. Zoals zichtbaar op de bestekstekening, is het aanzetpeil gelijk aan NAP+8.8 m. Dit komt overeen met een planklengte gelijk aan (NAP+22.0 m – NAP+8.8 m) = 13,2 m. Uit anekdotische informatie en de leverbonnen blijkt echter dat er vermoedelijk planken met een grotere lengte zijn toegepast (minimaal 14,0 m). 96% van de geleverde planken zijn langer of gelijk aan 15,0 m (v[redacted]Sif e[redacted]le en Bakker gezamenlijk). Mogelijks zijn deze na installatie aan de bovenzijde afgebrand.

Tot slot zijn er magnetometingen uitgevoerd ter verificatie van het werkelijk aanzetpeil in januari 2023. Deze resultaten zijn hieronder weergegeven:.

Tabel 5.14 Vergelijking planklengtes o.b.v. magnetometingen t.h.v. bestaande kade Sif

Magnetometing	Puntniveau [m NAP]	Planklengte [m]
MA103	+7,8	14,2
MA104	+6,9	15,1

Ondanks het grote aandeel van geleverde planken ≥ 15,0 m en een magnetometing die duidt op ten hoogste NAP+7,8 m, wordt het besteksontwerp met aanzetpeil NAP+8,8 m aangehouden in de ontwerpberekeningen. Er kan namelijk niet met voldoende zekerheid worden gezegd dat de kadeconstructie dieper is aangezet. Er wordt aangeraden om aanvullende magnetometingen uit te voeren ter optimalisatie van het aanzetpeil, waarbij een statistische beschouwing is inbegrepen.

Tabel 5.15 Invoer parameters damwand

		Bestaande logistieke kade Sectie 12
Planktype	-	AZ26
Niveau top	m NAP	+22,0
Niveau teen	m NAP	+8,8
Planklengte	m	13,2
Staalsoort	-	S240 GP
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000
Doorsnedeklasse	-	2

5.4.4 Gegevens verankering

Zoals blijkt uit de bestekstekening (zie Figuur 1.1) is er initieel uitgegaan van groutankers GEWI 63.5. Middels een bestek wijziging is bekend dat het type verankering is gewijzigd naar strengenankers 7Ø15.2 (FeP 1770) met een groutlichaam onderaan het anker. Deze zijn ontworpen in documenten [38]

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

en [39]. De ankers zijn voorzien van een dubbele corrosiebescherming, waardoor corrosie wordt verwaarloosd in de herberekening.

Tevens zijn er controle- en geschiktheidsproeven voorgeschreven op deze ankers. Hiermee is er een bepaalde capaciteit van (o.a.) het groutlichaam ten minste aangetoond.

De verdere specificaties van het ontwerp zijn hieronder weergegeven.

Tabel 5.16 Invoer verankering

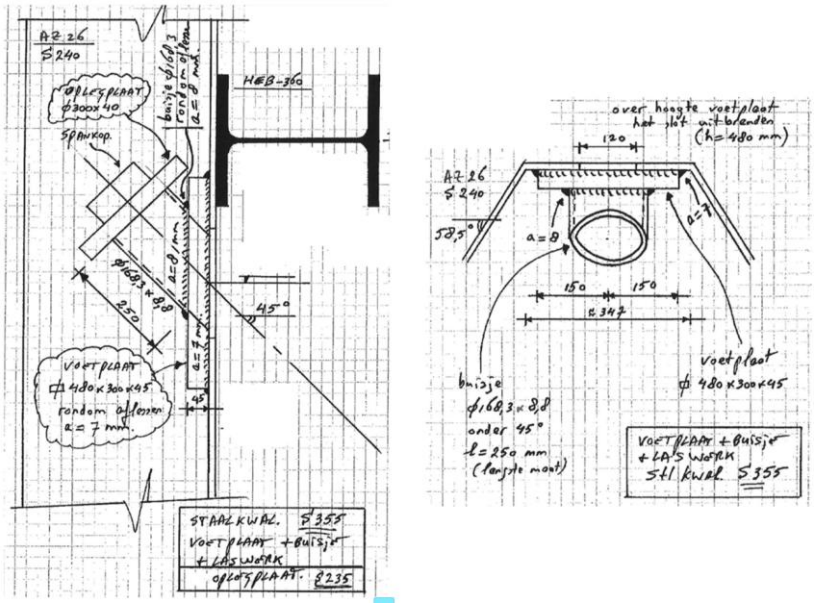
		Bestaande logistieke kade Sectie 12
Type verankering	-	Strengenanker
Doorsnede ankerstang [(a)]	mm	7Ø15.2 980 / 980[(a)]
Staalsoort	-	FeP 1770
Breukspanning (f_u)	N/mm^2	1770
Vloeispanning (f_y)	N/mm^2	1600
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	200.000
h.o.h afstand	m	2,52
Ankerhoek met horizontaal	°	45
Insteekniveau boven	m NAP	Bovenste: +20,0 Onderste: +17,0
Bovenkant groutprop	m NAP	Bovenste: +12,20 Onderste: +14,00
Lengte groutprop	m	Bovenste: 7,5 Onderste: 8,8
Totale ankerlengte	m	Bovenste: 18,5 Onderste: 13,0
Ankerlengte (D-sheet)	m	n.v.t.
Voorspankracht (axiaal)	kN/anker	Bovenste: 428 Onderste: 535
Afspankracht (axiaal)	kN/anker	Bovenste: 620 Onderste: 620
Boordiameter	mm	180

(a) Oppervlakte verankering gecorrodeerd en ongecorrodeerd (mm^2).

5.4.5 Gegevens gording

De bestaande gordingen HE360B (S355) zijn opgelegd op HE140A profielen en met een tijdelijke boutverbinding (M16) aan de damwand bevestigd. De definitieve verbinding bestaat uit een lasverbinding bij iedere buik van de damwand. De gordingen zijn onderling aan elkaar gekoppeld d.m.v. stalen platen en lassen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.12 Eigenschappen ankerstoel en gording van bestaande logistieke kade Sif uit [38]

5.4.6 Overzicht en kademeubilair

Op de bestaande kade in sectie 12 is het volgende kademeubilair aanwezig:

- 200 kN haalpennen
- Houten wrijfgordingen en wrijfstijlen
- Drenkelingenladders

Ten aanzien van het vervangen/herstellen/verbeteren van kademeubilair zijn geen eisen gedefinieerd.

5.4.7 Bodembescherming ter plaatse van bestaande kaden

Bij de bestaande kaden VARO (sectie 5) en Sif (Sectie 12) is momenteel geen bodembescherming aanwezig. Bij de beoordeling van de bestaande kaden wordt er rekening mee gehouden dat de constructie het moet kunnen toestaan dat er een bodembescherming wordt aangelegd in relatie tot het tijdelijk dieper uitbaggeren van de kade.

5.5 Ontwerp nieuwe landkering – secties 3b1, 3c en 3d

De nieuwe kerende wanden worden ontworpen als onverankerde damwandconstructie. De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een stalen deksloof. Er wordt vanuit gegaan dat het maaiveld aan weerszijden van de damwand met een verharding wordt afgewerkt, zodat toekomstige ontgrondingen niet kunnen optreden. De damwanden welke in de ophoging staan, dwars op de weg (toegangsweg landtong en Mijnheerkensweg), worden voorzien van een stootplaat om een geleidelijke overgang naar het wegdek te garanderen.

Het wegontwerp van de ophoging Mijnheerkensweg t.h.v. sectie 3d en de ophoging toegangsweg op de landtong t.h.v. sectie 3b1 en 3c is weergegeven in Bijlage 11.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.5.1 Gegevens damwand

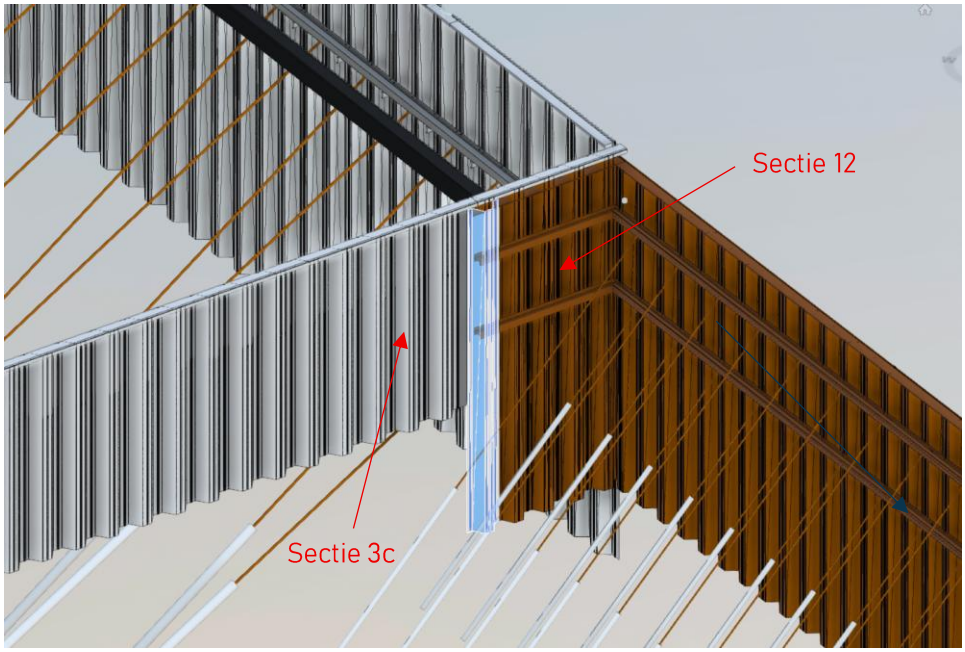
In Tabel 5.17 zijn de invoergegevens voor de damwand gegeven.

Tabel 5.17 Invoer parameters damwand kerende wanden

		Kerende wanden		
		Sectie 3b1	Sectie 3c	Sectie 3d
Planktype	-	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700
Niveau top	m NAP	+22,4	+22,4	+22,3
Niveau teen	m NAP	+16,0	+14,0	+12,5
Planklengte	m	6,4	8,4	9,8
Staalsoort	-	S355 GP	S355 GP	S355 GP
Elasticiteitsmodulus (E)	N/mm^2	210.000	210.000	210.000
Doorsnedeklasse	-	3	3	3

Merk op dat het niveau van de teen lokaal afwijkt, met name rondom de ophoging van de toegangsweg landtong, dit is in relatie tot het verticaal draagvermogen. Zie ook §7.5.1.

De aansluitingen van sectie 3b1/3c op de vleugelwanden van respectievelijk sectie 6 en 12 worden als niet maatgevend beschouwd. Het vereiste damwandontwerp is lichter dan het aanwezige damwandontwerp (t.h.v. de vleugelwand). Ter illustratie, voor de kerende wand t.h.v. sectie 3c is een AZ18-700 op NAP+14.0 m vereist, zoals gepresenteerd in deze nota. De vleugelwand is een AZ26 op NAP+8.8 m. Hiermee voldoet deze vleugelwand ruimschoots. Zie ook het screenshot hieronder uit het 3D model.



Figuur 5.13 Vleugelwand van sectie 12 t.o.v. kerende wand sectie 3c.

De vleugelwanden t.h.v. sectie 6 en sectie 12 zijn lager dan de nieuw te realiseren keerwanden sectie 3b1 en 3c. Om deze op gelijke hoogte te brengen, worden de vleugelwanden ontdaan van de bestaande deksloof en worden deze opgehoogd. Vervolgens wordt er een nieuwe deksloof op voorzien. Op deze wijze hoeven er geen damwanden te worden getrokken, wat ook diverse risico's met zich meebrengt (vloeistofdichte vloe[redacted]n).

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

5.5.2 Bouwfasering

De volgende bouwfasering wordt globaal aangehouden voor alle secties van de kerende wanden. Er wordt aanvullend onderscheid gemaakt tussen hoog water – korte en lange termijn, omdat dit mogelijk tot een maatgevende belastingsituatie leidt. Dit is enkel het geval bij de kerende wanden, waar hoog water een maatgevende situatie kan worden. Bij de kadeconstructies is dit nooit het geval.

De waterstanden 20,8m en 20,3m corresponderen met het maaiveldniveau t.h.v. de kerende wanden (sectie 3b1) wat gerelateerd kan worden aan Tabel 3.19 – inclusief een ontgronding van 0,5 m t.o.v. maaiveldniveau – zie Tabel 3.17. In normale toestand heerst de grondwaterstand NAP+18.25 m aan weerszijden van de kerende wand.

Tabel 5.18 Bouwfasering Sectie 3b1, 3c en 3d

Nr	Fase	Terrein [kPa]	Water Haven	[mNAP] Land	CC/RC
1	Aanbrengen damwand	-	18,25	18,25	CC0/RC0
2	Terreinbelasting	55	18,25	18,25	CC2/RC2
3	Hoog water – korte termijn	-	22,10	18,25	CC2/RC2
4	Hoog water – lange termijn	-	22,10	20,30	CC2/RC2
5	Val na MHW	-	20,80	20,30	CC2/RC2
6	Val na MHW + terreinbelasting x ψ_0	38,50	20,80	20,30	CC2/RC2

Fase 1 betreft de bouwfase en wordt doorgerekend in RC0/CC0. De gebruiksfase (fase 2) en de extreme situaties (fase 3 t/m 6) worden doorgerekend in RC2/CC2. De terreinbelasting uit bovenstaande tabel is afkomstig van sectie 3b1. Merk op dat de terreinbelasting voor secties 3c en 3d iets afwijkt van bovenstaande tabel met q_k = 50 kPa (sectie 3c) en 27 kPa (sectie 3d).

5.5.3 Aanvullende eisen – buisleidingen bij waterstaatswerken - kruising

Er is een aantal kabels en leidingen aanwezig op het terrein welke de kerende wanden (primaire waterkering) doorkruisen. Hier gelden aanvullende eisen voor conform de NEN-3651:2020 [8]. In onderstaande tabel is een overzicht van alle kabels en leidingen nabij de primaire waterkering wanden getoond, met in de laatste kolom aangeduid of er aanvullende eisen gelden o.b.v. de NEN-3651. Zie ook §8.3. In onderstaande tabel wordt getoetst of er een aanvullend damwandconstructie moet worden voorzien.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 5.19 Overzicht kabels en leidingen – kerende wanden – aanvullende damwand NEN3651?

Sectie	Naam sectie	Kabel/leiding	Beheerder	Extra damwand NEN3651?
3b1/3c	Kerende wand [K en [redacted] [Sif]	Laagspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Middenspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Gaspijpleiding Ø110 lage druk 0,1 bar	Enexis	Nee, o.b.v. Ø en druk gasleiding (Tabel 5.20) (*)
		Kabelbed datatransport	KPN	Nee, kabel, n.v.t.
		Rioolleiding vrij verval + HWA leiding (2 tot)	Gem. Roermond	Ja, zie §8.3.3
		Waterleiding Ø100 – 4bar	WML	Nee, o.b.v. Ø en druk waterleiding (Tabel 5.20)
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Laagspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Middenspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Gaspijpleiding lage druk + hoge druk Ø200 8 bar	Enexis	Nee, o.b.v. Ø en druk gasleiding (Tabel 5.20) (*)
		Kabelbed datatransport	KPN	Nee, kabel, n.v.t.
		Rioolleiding vrij verval	Gem. Roermond	Ja, zie §8.3.3
		Rioolleiding	Prov. Limburg	Ja, zie §8.3.3
		Waterleiding Ø160 – 4 bar	WML	Ja, zie hieronder

(*) Voor de lagedruk gasleidingen is een vervangende damwand niet noodzakelijk, maar is een kleikist incl. kwelschermen voldoende OF een flexibele, rubberen afdichting.

Controle aanvullende eisen drukleidingen

In §8.1.7.1.1 van de NEN 3651 [8] wordt de eventuele noodzaak van aanvullende maatregelen/damwand beschreven. Voor leidingen met een druk lager dan 10 bar gelden o.a. de volgende voorwaarden:

Vloeistofleiding (p_a < 10 bar): $h^3 \cdot D_i^5 < 1{,}0\ m^8$ → Géén extra damwand

Gasleiding (p_a < 10 bar): → Kwelscherm + kleikist OF
Flexibele, rubberen afdichting

Waarbij:

- h = drukhoogte in de leiding [m] = p / ρg (dichtheid water 1000 kg/m^3)
- D_i = inwendige middellijn leiding [m]

Voor de 4 leidingen uit Tabel 5.19 is deze controle hieronder uiteengezet in Tabel 5.20.

De gasleidingen dienen te worden voorzien van een kwelscherm + kleikist OF van een flexibele, rubberen afdichting conform §8.1.7.1.6 van de NEN 3651 [8].

Het verdere ontwerp m.b.t. de sterkte en stijfheid van de buisleidingen wordt in een vervolgfase van het ontwerp (UO) opgepakt door de aannemer, waarbij rekening dient te worden gehouden met vigerende normen en richtlijnen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

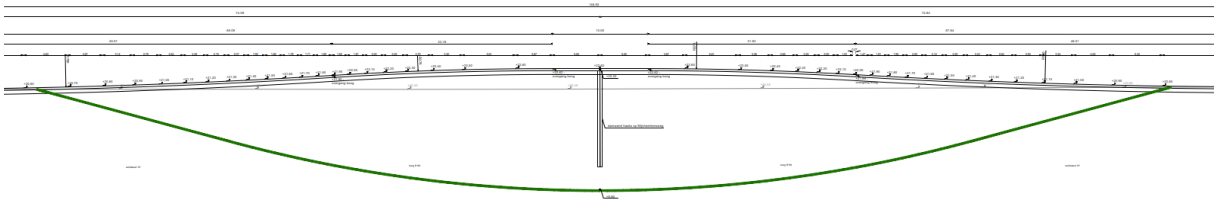
Tabel 5.20 Controle aanvullende eisen drukleidingen t.h.v. kerende wanden

Sectie	Type	D [mm]	Druk [bar]	Druk hoogte h [m]	$h^3 \cdot D^5$ [m^8]	Grens waarde [m^8]	Aanvullende eisen?
3b1/3c	Gas	Ø110	0,1	n.v.t.			Flexibele, rubberen afdichting
	Water	Ø100	4	40,77	0,68	1,00	Nee
3d	Gas	Ø200	8	n.v.t.			Flexibele, rubberen afdichting
	Water	Ø160	4	40,77	7,10	1,00	Ja

Aanvullende eisen t.b.v. waterleiding sectie 3d

Zoals geconcludeerd uit Tabel 5.20 zijn er aanvullende maatregelen nodig voor de waterleiding Ø160 (4 bar) en de gasleiding 8 bar t.h.v. sectie 3d. Er wordt voor gekozen om deze gas- en waterleiding middels een (horizontaal) gestuurde boring buiten de veiligheidszone van de primaire waterkering te leggen, zodoende er geen verdere aanvullende maatregelen zijn vereist m.b.t. het ontwerp van de damwand in sectie 3d. De overige K&L in dit tracé worden eveneens met een gestuurde boring langs de waterkering geleid, omdat dit uitvoeringstechnisch gewenst is in functie van de planning.

Het exacte traject van deze boring dient afgestemd te worden met de leidingbeheerder. Het intrede- en uittredepunt van de gestuurde boring worden afgesloten met een kleikist om piping langs de mantelbuis te voorkomen. Dit dient in de vervolgfase nader uitgewerkt te worden.



Figuur 5.14 Langsdoorsnede gestuurde boring onder kering 3d (principe)

Flexibele, rubberen afdichting t.h.v. sectie 3b1/3c

Bij de doorvoer van kabels en leidingen door de damwand t.h.v. sectie 3b1/3c dient een flexibele, rubberen afdichting te worden voorzien voor de gasleiding 0,1 bar. Hier wordt een deel van de stalen damwand vervangen door een betonnen box of anderzijds een stalen boxconstructie. In deze box worden Roxtec-afdichtingen (o.g.) geïntegreerd, die tijdens het storten van het beton op de juiste positie worden aangebracht. Deze afdichtingen zorgen voor een waterdichte en flexibele doorvoer van de kabels en leidingen door de kerende wand, waardoor lekkage wordt voorkomen. De vrije hoogte tussen de onderkant van de box en de onderkant van de (gas)leiding dient gelijk te zijn aan de verwachte zetting + 0,1 m reserve. De verwachte zettingen van het maaiveld (en dus een bovengrens voor de leidingen) t.h.v. de toegangsweg op de landtong zijn gelijk aan ca. 85 mm zoals uitgewerkt in §11.5.3. De minimale vrije afstand tussen onderkant leiding en onderkant box wordt aangehouden op 20 cm.

Roxtec-afdichtingen bestaan uit modulaire elementen die flexibel kunnen worden aangepast aan de diameter van de door te voeren kabels en leidingen, waardoor een veilige en duurzame afsluiting ontstaat.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 5.15 Roxtec-afdichtingen (o.g.) ten behoeven van leiding doorvoeren.

5.5.4 Aanvullende eisen – buisleidingen bij waterstaatswerken – parallel

Naast de kruising van buisleidingen met waterstaatswerken, lopen deze ook parallel aan de primaire waterkering t.h.v. de toegangsweg op de landtong sectie 3b1/3c. Hiervoor geldt dat er een lek kan optreden in zowel de waterleiding Ø100 – 4 bar als de gasleiding Ø110 – 0,1 bar. Dit resulteert in een ontgrondingskuil met een bepaalde breedte, lengte en diepte. Conservatief wordt de gehele lengte van de secties 3b1 en 3c (parallel aan deze leidingen) gedimensioneerd op een oneindig brede ontgrondingskuil met diepte $D_K = 1{,}2 \cdot (D_0 + H)$. Deze diepte is gelijk aan 1,2 · (0,1m + 1,0m) = 1,32 m conform bijlage A.2.4.3 van de NEN 3651 [8] (waterleiding is maatgevend). In het ontwerp van de damwand is hier rekening mee gehouden, zoals volgt uit Hoofdstuk 7.

5.6 Omgang met vervallen keringen

Binnen het project worden de bestaande waterkerende constructies die hun kerende functie verliezen, beschouwd als vervallen keringen. Voor deze onderdelen geldt dat er niet meer op een reststerkte wordt gerekend en dat deze niet bijdragen aan de waterveiligheidsopgave. Derhalve worden deze onderdelen buiten de formele faalkansbegroting gehouden en worden als 'niet aanwezig' beschouwd.

De aanpak voor vervallen keringen bestaat uit de volgende stappen:

- De bestaande keringen zijn in kaart gebracht en worden getoetst op hun toekomstige functie binnen het nieuwe tracé. Keringen die niet langer nodig zijn voor de primaire waterveiligheid zijn als vervallen aangemerkt. Dit wordt eveneens nader aangehaald in het Beheer en Onderhoudsplan, welke in een latere fase van het project wordt opgesteld.
- Deze keringen verliezen de status van primaire waterkering en worden niet opgenomen in de legger. Het waterschap hoeft deze objecten na oplevering niet langer te beheren als waterkering.
- Waar een vervallen kering nog fysiek aanwezig blijft, wordt beoordeeld of deze veilig kan worden gehandhaafd (bijv. door afdekken, stabiliseren of terugbrengen tot maaiveld). Indien noodzakelijk wordt de constructie verwijderd of aangepast om risico's op instabiliteit of ongewenste interacties met de nieuwe kering te voorkomen.
- De verantwoordelijkheid voor resterende elementen die geen kerende functie meer hebben (bijvoorbeeld oude damwanddelen of beschoeiingen) wordt afgestemd met de perceeleigenaar of betrokken bedrijven. Hierover is het volgende afgestemd:
  Op basis van de dijknummering van het VKA:
  - Dijkvakken 1, 2 en 3 (BESIX): Bestaande constructies blijven behouden en beheer/onderhoud vervalt aan de terreineigenaar.
  - Dijkvakken 4 en [redacted]ns): Bestaande constructie wordt verwijderd
- Overige dijkvakken zoals in het VKA benoemd worden niet meer gerealiseerd en/of in het Maatwerkplan opgewaardeerd.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

6 Modellering

In onderstaand hoofdstuk worden enkele zaken m.b.t. de modellering verduidelijkt.

6.1 Verticaal evenwicht

Het verticaal evenwicht van de damwand wordt getoetst in D-Sheet Piling. De damwand wordt onderworpen aan verticale krachten t.g.v. de actieve wig/negatieve kleef en de verticale component van de ankerkracht. D-Sheet Piling berekent deze aanvallende krachten automatisch. De weerstand biedende kracht berekent D-Sheet uit de positieve kleef aan de passieve zijde en uit de puntweerstand van de damwand. Hiertoe wordt de waarde voor $q_{b,max}$ ingevoerd tezamen met de relevante $\xi_{3/4}$ parameter. Tot slot wordt de wandwrijvingshoek manueel 'omgeklapt' (van teken veranderd), opbouwend vanaf de onderzijde van de damwand aan de actieve zijde. Hierdoor wordt er ook op positieve kleef gerekend aan actieve zijde. Deze methode staat beter bekend als de slipmethode. T.b.v. de puntweerstand worden onderstaande waarden in rekening gebracht:

Tabel 6.1 Sonderingen t.b.v. verticaal evenwicht

Sectie	Sonderingen op voldoende diepte	$q_{b,max}$ [MPa]	$\xi_{3/4}$ [-]
1a	SW08A, DM006, DM011, DM017	15	ξ_4 = 0,93
1b	SW08A, DM006, DM011, DM017	15	ξ_4 = 0,93
2	SW08A, DM006, DM011, DM017	15	ξ_4 = 0,93
3	SW08A, DM006, DM011, DM017	15	ξ_4 = 0,93
4	CPT..161018,CPT..161026, CPT..161027	12,5	1,18
5	n.v.t.		
12	Verticaal evenwicht gecontroleerd in Plaxis2D		
3b1,3c,3d	Verticaal evenwicht apart getoetst, zie Hoofdstuk 7.		

Steeds is er gekeken naar de aanwezige sonderingen binnen de beschouwde sectie. Er is een conservatieve inschatting gemaakt van $q_{b,max}$ per sondering en vervolgens is bepaald of de ξ_3- of ξ_4-waarde maatgevend is i.c.m. de bijbehorende $q_{b,max}$. Dit is ook aangegeven in bovenstaande tabel. Merk op dat $q_{b,max}$ wordt afgetopt op 15 MPa en dat in dit geval de ξ_4-waarde is aangehouden. Bovenstaande waarden zijn in D-Sheet Piling ingevoerd.

6.2 Zakkende grond op ankers

6.2.1 Sectie 1a/1b, 2, 3, 4 – Stavenankers

Conform de CUR 166 (deel 2) §4.9.13 dient er rekening te worden gehouden met zakkende grond op ankerstangen, aangezien deze een significant effect kunnen hebben op de structurele controle. Deze invloed is in grote mate afhankelijk van de relatieve zetting tussen het anker zelf en de grond eromheen. Om deze interactie zo goed mogelijk in te kunnen schatten, wordt een Plaxis2D model opgesteld. Hierin worden zowel de bijkomende buigmomenten $M_{E,k}$ als de bijkomende ankerkracht ΔP_k bepaald. Juist omdat dit zettingsgedrag belangrijk is, wordt er gekozen voor het 'Hardening Soil' materiaal model in Plaxis2D met onderstaande eigenschappen aanvullend op Tabel 3.7.

Deze analyse wordt enkel uitgevoerd voor sectie 1a/1b met het grondprofiel van sectie 2, aangezien deze als maatgevend wordt beschouwd gezien de dikte van het slappe lagenpakket. Het buigmoment resulterend uit deze Plaxis2D berekening wordt uniform voor alle ankers van BESIX aangehouden

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

(secties 1 t/m 3). Voor sectie 4 – [redacted]s is er wel een aparte berekening uitgevoerd conform hetzelfde principe.

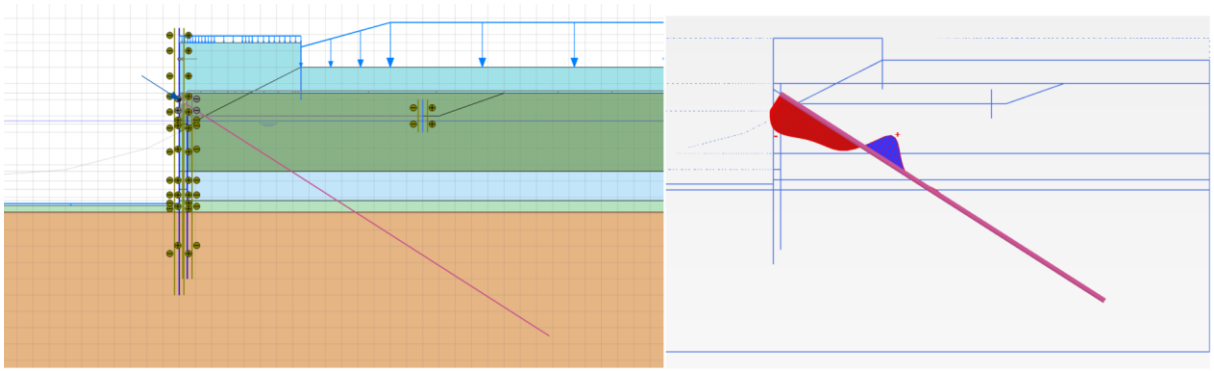
Tabel 6.2 Aanvullende grondparameters 'HS' model in Plaxis2D ter bepaling effect zakkende grond

Laag	Omschrijving	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	P_{ref} [kPa]	m [-]
2A	Zand, schoon, los gepakt	15	15	45	100	0.5
1B	Klei, schoon, matig	2	2	6	100	1,0
1C	Klei, zwak zandig, slap	2	2	6	100	1.0
1D	Klei, zwak zandig, matig	3	3	9	100	1.0
2B	Zand, schoon, matig	45	45	135	100	0.5
2D	Zand, zwak siltig	35	35	105	100	0.5
2E	Zand, sterk siltig	15	15	45	100	0.5
3A	Grind, zwak siltig, matig	75	75	225	100	0.5
3B	Grind, zs, vast	90	90	270	100	0,5

Vervolgens worden de bijkomende snedekrachten in de karakteristieke toestand bepaald in Plaxis2D en worden er partiële factoren op deze snedekrachten geplaatst in de structurele controle conform CUR 166 (deel 1) §7.4.

De ankerstangen worden als 'Embedded Beam' in Plaxis2D gemodelleerd, zodat het buigingseffect hierin wordt meegenomen.

In onderstaand overzicht is het Plaxis2D model weergegeven met illustratief de bijkomende buigmomenten in de ankerstangen. Het wordt duidelijk zichtbaar dat er aan de ankerkop, in de kleilaag, zettingen optreden met bijbehorende buigmomenten.



Figuur 6.1 Indicatie Plaxis2D model (links) ter bepaling van buigmomenten (rechts) in ankerstangen.

Vervolgens worden de ankerstangen getoetst conform de NEN 6770 §11.3, overeenstemmend met NEN-EN 1993-1-1 §6.2.9, geldt er voor de ankerstangen (doorsnedeklasse 1):

$$\frac{M_{Ed}}{1{,}04 \cdot M_{c,Rd}} + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}\right)^{1.7} \leq 1{,}0$$

Waarin:

- M_{Ed} is het optredend buigmoment in de ankerstangen
- $M_{c,Rd}$ is het plastisch weerstandsmoment = $W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- N_{Ed} is de optredende ankerkracht
- $N_{c,Rd}$ is de plastische normaalkrachtcapaciteit = $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

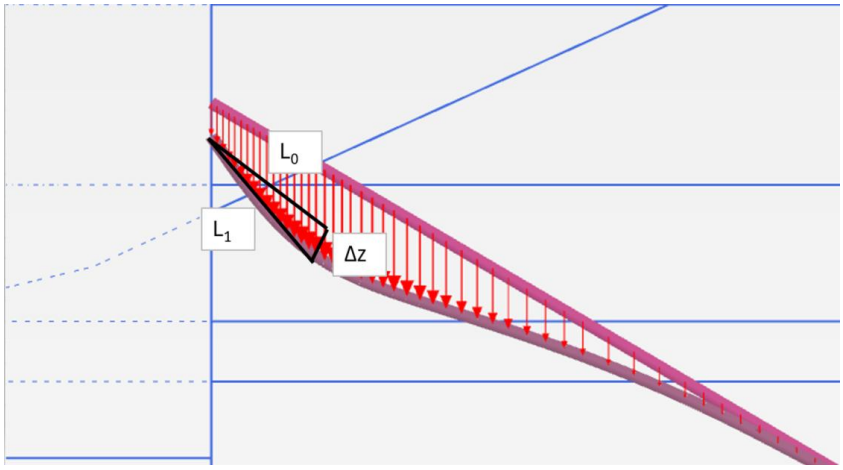
Merk op dat de bijkomende component van de ankerkracht ΔP_k verwaarloosbaar is. Dit is voor de maatwerkkeringen van Smurfit Westrock uitgebreid onderzocht en ter indicatie weergegeven in Bijlage 4. Gegeven hetzelfde type grondopbouw en verankering wordt deze analyse niet opnieuw uitgevoerd. Er wordt enkel opnieuw berekend wat het buigmoment in de ankers is in Plaxis2D. Een dergelijke analyse van de extra trekkracht ΔP_k is hieronder wél uitgevoerd voor de strengenankers van sectie 12.

6.2.2 Sectie 12 – Strengenankers

Doordat er in sectie 12 strengenankers zijn toegepast, welke een flexibel karakter hebben, wordt er aangenomen dat het aandeel buigend moment t.g.v. zakkende grond verwaarloosbaar is. Echter, deze aanname kan niet direct worden gedaan voor het aandeel bijkomende trekkracht ΔP_k, waarvoor hier een aanvullende analyse is uitgevoerd.

Het anker wordt in Plaxis2D gemodelleerd als 'Embedded Beam' met de werkelijke rekstijfheid EA en een verwaarloosbare buigstijfheid EI. De voor- en afspankracht zijn extern op het anker geplaatst, om realistische vervormingen te modelleren in Plaxis2D.

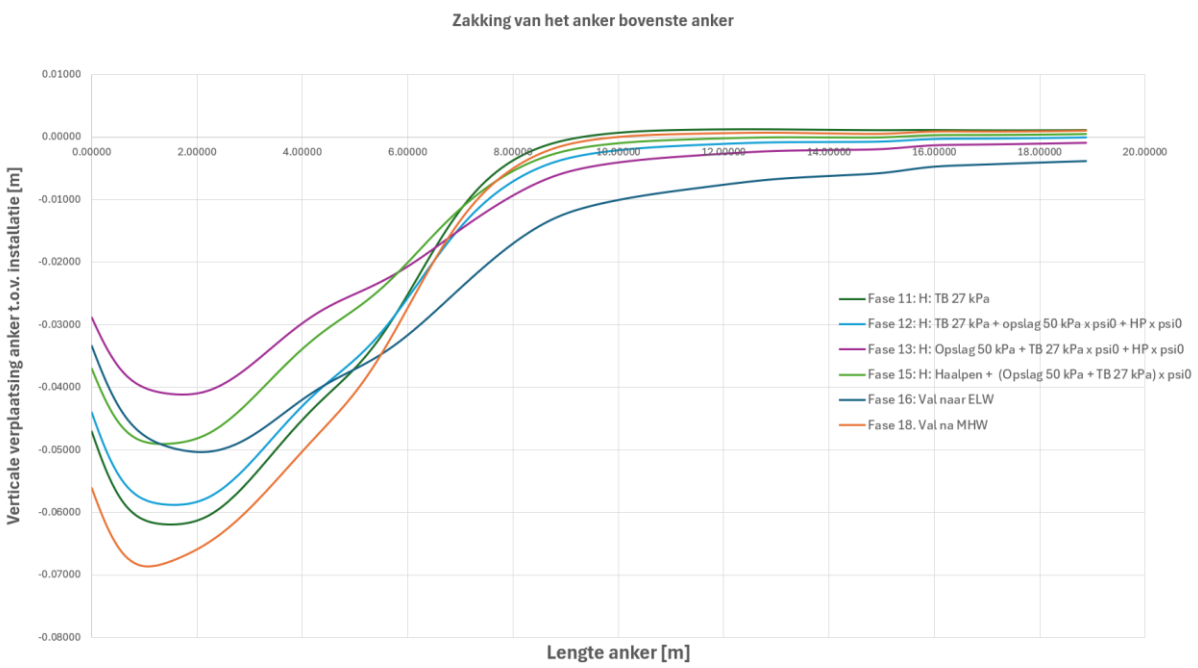
Vervolgens wordt de verlenging van het anker benaderd door het verschil in zetting tussen de ankerkop en de locatie x langs het anker te bepalen. De geüpdatete lengte L_1 t.o.v. de initiële lengte L_0 bepaalt de opgetreden axiale rek in het anker t.g.v. verlenging door zakkende grond. Deze rek kan vervolgens worden omgezet in een spanning.



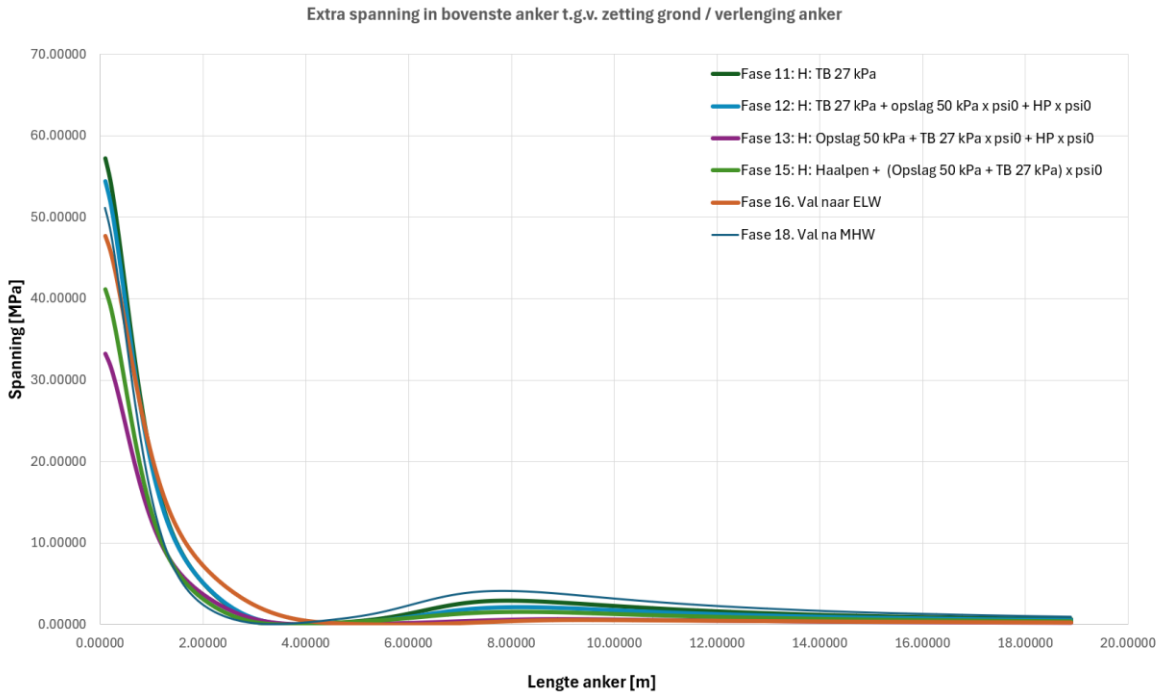
Figuur 6.2 Zakking van het anker in Plaxix2D – ter illustratie

Deze analyse is uitgevoerd voor het bovenste anker van sectie 12, aangezien deze het meest onderhevig is aan de impact van zakkende grond. De vervormingen en spanningen zijn in GGT bepaald, omdat dit een vervorming gestuurd fenomeen betreft. Vervolgens wordt er nog een partiële factor toegepast op dit effect.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 6.3 Zetting van het bovenste anker per fase – sectie 12 – bestaande kade Sif



Figuur 6.4 Extra spanningen in het bovenste anker t.g.v. zakkende grond / verlenging anker (sectie 12)

De totale bijkomende spanning is gelijk aan 57 MPa. De partiële factor voor deze kadeconstructie is gelijk aan 1,0 (variabele belasting, ongunstig, herberekeningsniveau – zie Tabel 5.11). Hierdoor wordt gesteld dat de rekenwaarde eveneens gelijk is aan 57 MPa, wat neerkomt op ca. 3,6% van de vloeispanning. Hiermee wordt geconcludeerd dat het effect van zakkende grond op de strengenankers – in de vorm van een verlenging van het anker - van sectie 12 verwaarloosbaar is.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

6.3 [redacted]

De gording wordt toegepast om de ankerkrachten te herverdelen over de damwand. De gording wordt uniform ontworpen voor de maatgevende sectie van alle secties 1 t/m 3. Er worden verschillende ontwerpsituaties getoetst in het ontwerp van de gording. Dezelfde aanpak geldt voor sectie 4 – [redacted]s. De gording van sectie 12 wordt niet expliciet gecontroleerd, omdat de ankerkracht P_{max} niet toeneemt t.o.v. de ontwerptoestand. Hierdoor wordt geconcludeerd dat de gording de herverdeling van ankerkrachten kan nog altijd kan opnemen. De kerende wanden van sectie 3b1, 3c en 3d worden niet van een gording voorzien.

BGT – Gronddruk

De gording wordt gemodelleerd in SCIA Engineer v24 inclusief de ankerstangen met een steunpunt in het hart van het groutlichaam. Vervolgens wordt de horizontale gronddruk bepaald en op de gording geplaatst. Deze resulteert in de BGT-ankerkrachten in de stangen. Deze kracht is gelijk aan:

$$q_{grond,k} = \frac{P_k}{h.o.h.} \cdot COS(\alpha°)$$

Daarnaast worden er verticale gronddrukken op de gording geplaatst, conform CUR 166 (deel 2) §4.9.11. De snedekrachten en spanningen in de gording kunnen op deze wijze worden bepaald om BGT.

UGT – Gronddruk

Op gelijke wijze wordt de UGT gronddruk bepaald inclusief extra veiligheidsfactor volgens CUR 166 (deel 2) §4.9.11:

$$q_{grond,d} = \frac{P_{max} \cdot 1{,}10}{h.o.h.} \cdot COS(\alpha°)$$

De verticale gronddrukken zoals ook voor de BGT-situatie behandeld worden als 'veranderlijk' gezien en hebben een partiële belastingfactor gelijk aan 1,50. De snedekrachten en spanningen in de gording kunnen op deze wijze worden bepaald om BGT.

IGT – Ankeruitval

Ankeruitval wordt beschouwd middels afwezigheden in SCIA Engineer. Aangezien er in IGT geen partiële factoren dienen te worden toegepast, wordt de BGT Gronddruk zoals hierboven behandeld op de gording geplaatst. Vervolgens wordt er afzonderlijk steeds een anker op 'afwezig' gezet om de herverdeling naar de naastgelegen ankers via de gording te beschouwen.

N.B. Ankeruitval van de buitenste ankers wordt niet behandeld, omdat de damwand in de hoek kan steunen op de dwars aangesloten damwand. Dit zou overigens ook tot een onevenredig maatgevende situatie leiden.

VSP – Voorspanfase

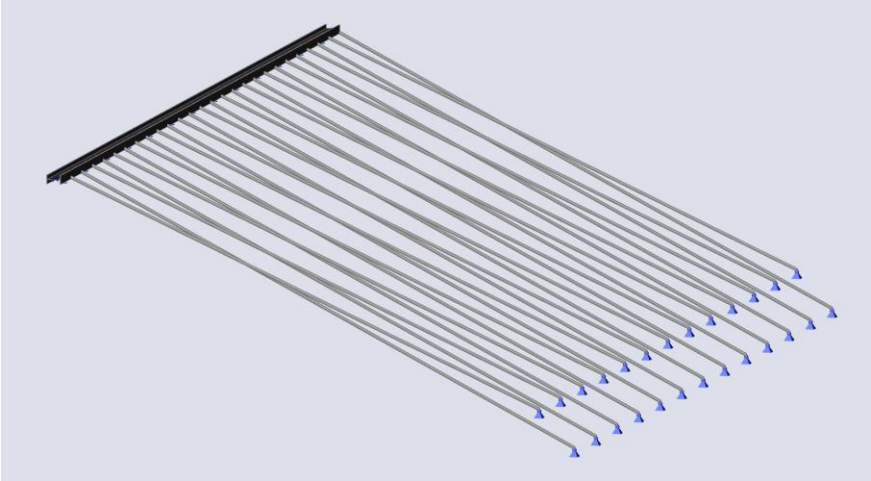
De voorspanfase wordt tevens beschouwd in SCIA Engineer. Hierin wordt de volledige fasering meegenomen, waarbij er wordt uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- Op alle ankers wordt een controle- of geschiktheidsproef uitgevoerd tot $P_d = 1{,}1 \cdot P_{max}$
- Een anker wordt eerst tot P_d beproefd en vervolgens vastgezet op de voorspankracht.
- Eerst worden alle even ankers beproefd en voorgespannen, en daarna alle oneven ankers.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

- Er wordt eerst aangevuld aan de actieve zijde tot aan ontworpen toestand, alvorens de ankers worden voorgespannen (ter bepaling van de horizontale veerstijfheid van de gording).

Omdat dit een tijdelijke ontwerpsituatie betreft met weinig risico, wordt deze voorspanfase in RC1 beschouwd. Partiële veiligheidsfactoren van 1,2 worden toegepast op zowel P_{max} (tijdens de controle- en/of geschiktheidsproef) en op de voorspankracht.



Figuur 6-1: Impressie van gording in SCIA-model

6.4 Sectie 12 – Bestaande logistieke kade

6.4.1 Modellering in Plaxis2D

De bestaande logistieke kade van sectie 12 is Plaxis2D doorgerekend, aangezien uit een eerdere fase van het ontwerp is gebleken dat er behoefte is aan geavanceerde rekenmethodes. Er is een model opgezet met een Hardening Soil materiaal model. De aanvullende grondparameters zijn reeds getoond in Tabel 6.2.

Enkele relevante aspecten m.b.t. de modellering zijn hieronder omschreven:

- Verticaal evenwicht

Plaxis2D controleert impliciet het verticaal draagvermogen van de kadeconstructie. Er wordt automatisch voldoende positieve kleef gegenereerd opdat de verticale ankerkrachten worden opgenomen. Er wordt conservatief niet gerekend op de puntweerstand van de damwand.

- Kranz-stabiliteit

De Kranz stabiliteit wordt in Plaxis2D gecontroleerd door de ankerkrachten handmatig te verhogen tot $1,5 \cdot P_{max}$ m.b.v. een externe horizontale last. Gelijktijdig vindt de bovenbelasting (opslag = 50 kPa) enkel plaats achter het hart van de groutlichamen. Op deze wijze wordt de maatgevende situatie m.b.t. Kranz-stabiliteit verkregen. Indien Plaxis2D de fase doorrekent, is de constructie geotechnisch stabiel.

- Bodembescherming en ontgronding

In het ontwerp van de bestaande logistieke kade (sectie 12) wordt een bodembescherming toegepast. De bovenkant bodembescherming ligt op NAP+12.5 m en de bijbehorende constructiediepte van de kade is gelijk aan NAP+12.0 m. Dit is t.g.v. 0,5 m bodembescherming (géén 0,5 m geroerde grond). Wel wordt er een bovenbelasting op de passieve wig geplaatst gelijk aan 5 kPa (bodembescherming) .

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tot slot wordt er géén rekening gehouden met de geometrische toeslag voor ontgronding Δa, omdat er voldoende zekerheid in het bodempeil wordt gegenereerd middels de voorziene bodembescherming.

6.4.2 [redacted]g

Zoals vermeld wordt de gording voor de bestaande logistieke kade Sif niet apart gecontroleerd. Er wordt geconcludeerd dat het bestaande ontwerp vanuit het bestek hier nog in voldoet, vanwege:

- P_{max} uit bestek (966 kN/anker) is praktisch gelijk aan P_{max} uit deze herberekening (987 kN/anker)
- De voorspanfase m.b.t. het ontwerp van de gording is niet meer relevant, aangezien dit al is gebeurd tijdens realisatie van de kade in 2007.
- De ankeruitval beschouwing m.b.t. het ontwerp van de gording is in zekere mate minder relevant, omdat de kans op ankeruitval lager is dan voorafgaand aan constructie van de kade. Doordat er reeds 18 jaar levensduur van de kade op zit zonder enige bekende problemen, is de kans op een constructiefout (leidend tot ankeruitval) aanzienlijk lager.

Voor de verbindingen wordt eveneens geconcludeerd dat er geen maatgevende fase wordt bekomen uit deze herberekening, waardoor de bestaande kade nog voldoet.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7 Toetsing van het ontwerp

7.1 Faalkansbegroting

Met het oog op de inpassing van de kadeconstructie is de wens zoveel mogelijk faalkansruimte in het ontwerp te voorzien voor de hoogte van de waterkering (GEKB / HTKW). Door een herverdeling van de faalkansruimte toe te passen, kan de toegelaten faalkans voor de hoogte van de kering worden verhoogd van 24% naar 52%. Het effect van deze verschuiving is weergegeven in Tabel 7.1. Merk op dat deze hydraulische belastingniveaus niet de definitieve waardes zijn zoals weergegeven in Tabel 3.1, maar dat deze puur het effect van de verschuiving in de faalkansruimte weergeven.

Tabel 7.1 Effect verschuiving op hydraulisch belastingniveau uitgaande van verticale wand inclusief onzekerheidstoeslag – afkomstig uit het VKA [40]

Faalkansruimte GEKB/HTKW	Zichtjaar 2075		Zichtjaar 2125	
Overslagdebiet [l/s/m]	5	10	5	10
24%	22,62	22,54	23,08	23,00
52%	22,31	22,23	22,77	22,68

Het effect van het aanpassen van de faalkansruimte is dermate groot voor dit normtraject, dat een aanpassing werd aanbevolen in het VKA. Dit resulteerde in een aangepaste faalkansbegroting zoals hieronder weergegeven in Tabel 7.2.

Tabel 7.2 Aangepaste faalkansbegroting – aanpassingen t.o.v. VKA zijn onderstreept

	Faalkansruimte standaard [ω]	Faalkansruimte aangepast [ω]
Hoogte kunstwerk (HTKW) of Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	0,24	0,52
Piping (STPH)	0,24	0,04
Macrostabiliteit (STBI en STBU)	0,04	0,04
Beschadiging en bekleding erosie buitentalud	0,10	0,01
Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (BSKW)	0,04	0,05
Piping bij kunstwerk (PKW)	0,02	0,02
Sterkte en stabiliteit kunstwerk (STKWp)	0,02	0,02
Overige Toetssporen	0,30	0,30
Totaal	1,00	1,00

Per faalmechanisme wordt de faalkansruimte hieronder toegelicht en beoordeeld.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.2 Beoordeling van de waterveiligheid

7.2.1 Hoogte kunstwerk (HTKW)

De hoogtes van de primaire keringen zijn afgestemd op 52% faalkansruimte voor HTKW. Voor de bepaling van de resulterende keringshoogte (op doorsnedeniveau) wordt verwezen naar Bijlage 1. In Tabel 3.1 is aangetoond dat de hoogte van de kering is afgestemd op het hydraulisch belastingniveau behorend bij deze faalkansruimte.

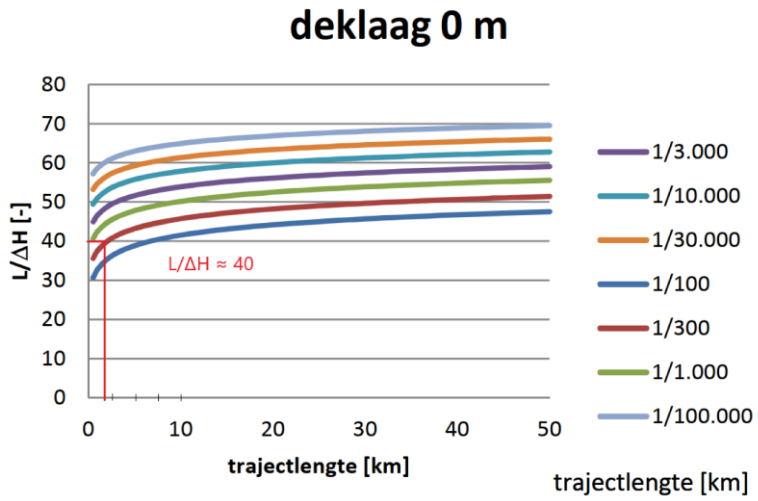
7.2.2 Piping (STPH)

Er is enkel sprake van piping (STPH) in het geval van achterloopsheid bij de aansluiting van de damwand in sectie 3d op de hoge grond van de N280. De overige gevallen (onderloopsheid van de kadeconstructie) vallen onder piping bij kunstwerk/langsconstructies (PKWl) volgens stap E.3 uit §7.1 van het WBI2017 [26] en worden beschouwd in §7.2.6.

Er wordt gecontroleerd of de grondophoging veilige afmetingen heeft conform stap E.5 uit §7.1 van het WBI2017 Bijlage III [26] binnen het toetsspoor piping.

In dit geval heerst er een waterpeil van NAP+22,1 m aan de buitendijkse zijde van de keerwand 3d. Aan de binnendijkse zijde is dit gelijk aan het maaiveldpeil conform §3.6.1 (NAP+20.5 m). Het waterstandsverschil is hiermee gelijk aan 1,6 m.

Bij een bepaalde verhouding tussen kwelweglengte en het verval over de waterkering is de kans op piping verwaarloosbaar. Er wordt niet gerekend op de aanwezigheid van een deklaag. Conservatief is hier de signaleringswaarde 1/300 aangehouden.



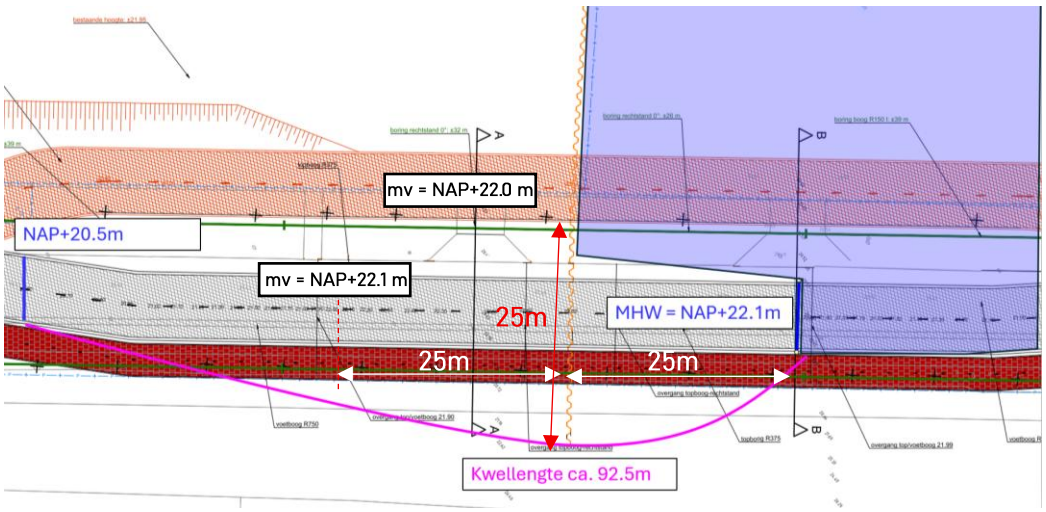
Figuur 7.1 Vereiste kwelweglengte i.f.v. verval conform stap E.5 uit §7.1 van WBI2017 [26]

Hieruit volgt dat de vereiste kwelweglengte gelijk is aan 40 · 1,6 m = 64 m

Met behulp van het wegprofiel van de ophoging Mijnheerkensweg kan worden bepaald tot waar het water komt te staan in geval van maatgevend hoog water. Merk op dat in dit scenario de damwand van sectie 13 (Smurfit Westrock) ook al moet zijn bezweken. In 0 is aangegeven waar het waterpeil van NAP+22.1 m boven maaiveldniveau uit zou komen middels het blauwe vlak. Om vervolgens de kwelweglengte t.b.v. achterloopsheid/piping te controleren, is de horizontale afstand bepaald tussen het 'vrije water' en het uittreepunt van NAP+20.5 m waarop het verval ΔH is berekend. De beschikbare horizontale lengte is ca. 92.5 m, wat ruimschoots voldoende is. Hiermee is het risico op achterloopsheid afgedekt en als 'verwaarloosbaar' beschouwd. De aangehouden 4% faalkansbijdrage toe te kennen aan STPH is hiermee verantwoord. Dit is de maatgevende kwelweg, omdat het

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

maaiveldniveau langs de gehele Mijnheerkensweg wordt opgehoogd. Bovendien is er al 50 m kwelweglengte beschikbaar, zonder dat er een hydraulisch verval aanwezig is. Daarmee is aangetoond dat achterloopsheid geen risico is. Zie voor de ophogingen van de Mijnheerkensweg ook Bijlage 11.



Figuur 7.2 Horizontale kwelweglengte ter voorkoming van achterloopsheid.

Merk op dat 'achterloopsheid' t.h.v. sectie 1A bij de aansluiting op de Yumble kade ook geen issue is. Hier wordt aangesloten op de bestaande damwand en deze wordt afgedicht middels een groutinjectie achter de aansluiting. Deze damwand staat overigens aangezet op ten hoogste NAP+5.15 m, wat ruimschoots voldoende is om piping te voorkomen. Dit is dieper dan de nieuwe damwand van sectie 1A.

7.2.3 Macrostabiliteit (STBI en STBU)

Het standaard faalkansbudget gereserveerd voor macrostabiliteit wordt met 4% faalkansruimte gehandhaafd.

De eenvoudige toets uit Hoofdstukken 5 en 6 uit het WBI2017 – Bijlage 3 [26] wordt uitgevoerd. Hieruit blijkt dat de faalmechanismen STBI en STBU niet van toepassing zijn voor de kadeconstructie, aangezien de waterkering geen dijk of dam betreft.

Echter, conform de POVM Langsconstructies [28] valt de kademuur (langsconstructie) onder het faalmechanisme macrostabiliteit. De maximale faalkans op doorsnedeniveau wordt onderverdeeld in 3x33% voor zowel constructief falen (STR), geotechnisch falen (GEO) als interactie grond-constructie falen (SSI). Zie hieronder voor de bepaling van de vereiste faalkans:

$$P_{eis,dsn,GEO/STR/SSI} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{3 \cdot N} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{3 \cdot \left(1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}\right)} = \frac{\frac{1}{100} \cdot 0{,}04}{3 \cdot \left(1 + \frac{0{,}033 \cdot 1500}{50}\right)} = 6{,}7 \cdot 10^{-5}$$

De bijbehorende betrouwbaarheidsindex is gelijk aan β = 3,82. De vereiste betrouwbaarheidsindex conform de Eurocode – RC2 – 100 jaar levensduur is gelijk aan β = 3,8. Hiermee wordt geconcludeerd dat een ontwerp conform de Eurocode, zoals in het vervolg van dit hoofdstuk, representatief is voor de vereiste waterveiligheidsbeschouwingen.

Ter indicatie, de correctiefactor $\gamma_{m,corr}$ voor dit verschil tussen de Omgevingswet en de Eurocode is gelijk aan 1,003, wat als verwaarloosbaar wordt geacht. Dit wordt bepaald conform formule 7.1 van het OI2014v4.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

$$\gamma_{m,corr} = e^{\alpha_R \cdot (\beta_{nodig} - \beta_{ref}) \cdot \sqrt{\ln(1+V_R^2)}} = e^{0{,}8 \cdot (3{,}82 - 3{,}80) \cdot \sqrt{\ln(1+0.2^2)}} = 1{,}003$$

7.2.4 Beschadiging bekleding erosie buitentalud

De waterkering bestaat voor het grootste deel uit constructies waarvoor 'Beschadiging en bekleding erosie buitentalud' geen relevante mechanismes zijn en niet hoeven te worden getoetst conform Tabel 2-1 van het WBI2017 [26]. Enkel de aansluiting op de hoge grond en de ophoging op de toegangsweg landtong kunnen onderhevig zijn aan erosie.

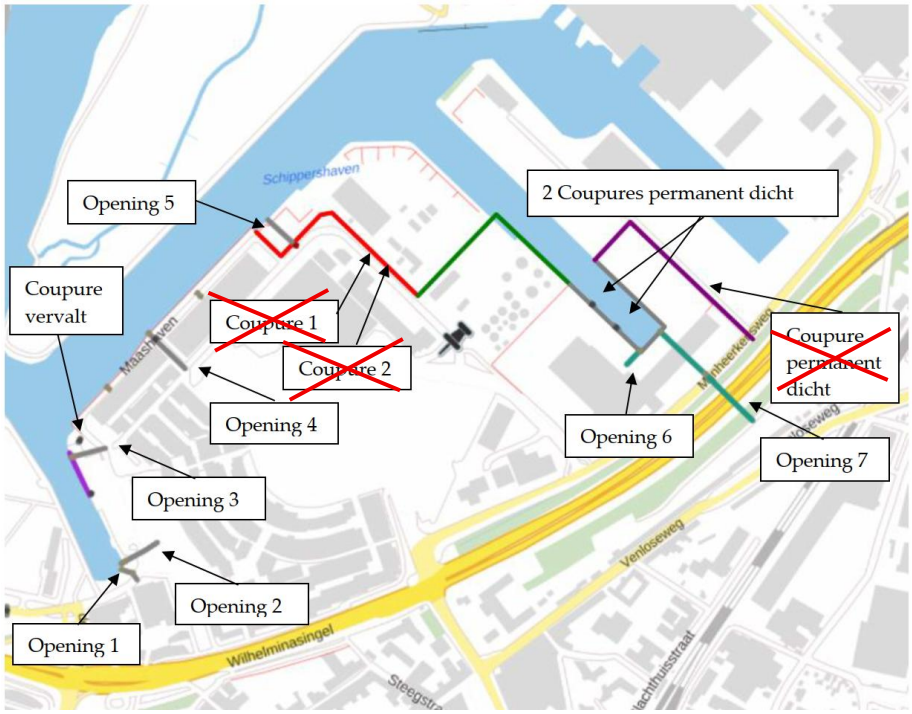
Volgens de eenvoudige toets van Hoofdstuk 11 uit het WBI2017 – Bijlage III [26] is erosie buitentalud niet van toepassing omdat er geen golfbelasting aanwezig is (H_{m0} < 0,6 m) en de "dijk" een kleikern bevat. De faalkans op beschadiging bekleding erosie buitentalud is daarmee verwaarloosbaar klein.

Hiermee wordt er aan de 1% bijdrage aan de faalkans 'beschadiging en bekleding erosie buitentalud' voldaan.

7.2.5 Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (BSKW)

In de faalkansbegroting vanuit het VKA [40] is een bijdrage van 5% toegekend voor BSKW, waarbij 4% afkomstig is uit demontabele systemen (coupures) en 1% vanuit afsluiters.

In het ontwerp zoals hier gepresenteerd zijn enkel nog de twee permanent gesloten coupures van [redacted] aanwezig door de ophogingen van de Mijnheerkensweg en de toegangsweg op de landtong. Hierdoor is het totaal aantal coupures verlaagd van 5 naar 2. Binnen de scope van dit rapport hoeven de coupures niet te worden getoetst.



Figuur 7.3 Overzicht van openingen en coupures afkomstig uit het VKA [40] incl. vervallen coupures uit dit integraalplan

Het aantal openingen in de primaire waterkering uit normtraject 76-2 wordt conservatief aangenomen op een maximum van N = 10 conform Tabel 3 uit het OI2014v4 [25]. De toegestane faalkans voor BSKW (afsluiters) wordt hiermee gelijk aan (conservatief wordt signaleringswaarde 1/300 aangehouden):

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

$$P_{eis,afsluiter} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} = \frac{\frac{1}{300} \cdot 0{,}01}{10} = 3{,}33 \cdot 10^{-6}$$

De standaard faalkans per afsluiter is gegeven in Bijlage B van de WOWK [27]. Voor de doorvoeren behorende tot de scope van deze rapportage, zoals ook toegelicht in §8.3, wordt hieronder de faalkans van de afsluiters getoetst.

Tabel 7.3 Faalkanstoets voor afsluiters bij diverse doorvoeren binnen het ontwerptraject

Doorvoer	Type afsluiter	Faalkans per afsluiter	Faalkans totaal	Controle
Sectie 1a – Doorvoer [redacted]ix	1. Terugslagklep 2. Schuifafsluiter	1. 10^{-5} 2. 10^{-5}	10^{-10}	OK
Sectie 3b1/3c – Doorvoer Landtong	1. Schuifafsluiter 2. Schuifafsluiter	1. 10^{-5} 2. 10^{-5}	10^{-10}	OK
Sectie 3d – Doorvoer Mijnheerkensweg	1. Schuifafsluiter 2. Schuifafsluiter	1. 10^{-5} 2. 10^{-5}	10^{-10}	OK

Hiermee is aangetoond dat de faalkans op afsluiters kleiner is dan de voorziene 1% in de faalkansbegroting en dat het ontwerp daarmee voldoet op BSKW.

7.2.6 Piping bij kunstwerk (PKW) - langs constructies

Dit mechanisme is van toepassing op de constructieve waterkeringen binnen het traject volgens stap E.3 uit §7.1 uit het WBI2017 [26]. Het mechanisme piping bij kunstwerk – langsconstructies - is getoetst aan de hand van het deelmechanisme heave conform de POVM Langscontructies §4.8.6 [28]. De kritieke heavegradiënt is gelijk aan 0,5 voor een zandige ondergrond. Door het verval te delen door de kritieke heavegradiënt, kan berekend worden hoe diep de damwand minimaal moet worden aangezet. Dit wordt nog vermeerderd met 1 m. Vervolgens wordt het aanzetpeil vanuit het ontwerp vergeleken met deze minimale waarde om te beoordelen of heave (en dus piping) een reëel risico is. Deze oefening is in onderstaande tabel samengevat.

Tabel 7.4 Beschouwing damwand op heave en piping

Sectie	Hoogte kering [mNAP]	Waterstand bij norm [mNAP]	Maaiveld [mNAP]	Punt-niveau [mNAP]	Min. benodigd punt-niveau (mv – 2·ΔH-1) [mNAP]	Check?
1a	+22,50	+22,1	+21,50	+6,00	+19,30	Heave en piping uitgesloten, puntniveau lager dan benodigd
1b	+22,50	+22,1	+21,50	+6,00	+19,30	
2	+22,50	+22,1	+20,90	+8,00	+17,50	
3	+22,40	+22,1	+20,60	+5,50	+16,60	
4	+22,30	+22,1	+21,50	+7,00	+19,30	
12	+22,00	+21,70	+22,00	+8,80	n.v.t.	
3b1	+22,40	+22,1	+20,80	+16,00	+17,20	
3c	+22,40	+22,1	+20,50	+14,00	+16,30	
3d	+22,30	+22,1	+20,50	+12,50	+16,30	

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

De kans op piping is verwaarloosbaar, omdat de diepte van de damwanden voldoende is om heave te voorkomen. Verder fungeren de damwanden als kwelscherm t.h.v. de doorvoerleidingen van BESIX, op de landtong en op de Mijnheerkensweg.

Concluderend wordt gesteld dat er wordt voldaan aan de standaard faalkansbijdrage van 2%.

7.2.7 Sterkte en stabiliteit kunstwerp (STKWp)

Standaard is de faalkansruimte 2% welke is gehandhaafd voor dit normtraject.

De sterkte en stabiliteit van de kadeconstructie (langsconstructie) is reeds onderbouwd in §7.2.3.

De sterkte en stabiliteit van de puntconstructies (STKWp) is van toepassing op enkele putten in het ontwerp. Deze worden in UO-fase nader ontworpen.

Deze puntconstructies dienen ontworpen te worden volgens de Eurocode RC2 met 100 jaar levensduur (β = 3,8) aangezien dit praktisch gelijk is t.o.v. de toets volgens de Omgevingswet. De lengte-effect factor N voor constructief falen van kunstwerken is gelijk aan N = 3 conform Tabel 2 van de WOWK [27]. Hieruit volgt dat de constructie dient te worden ontworpen met betrouwbaarheidsindex:

$$P_f = \frac{0{,}02 \cdot \frac{1}{100}}{3} = 6{,}7 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta = 3{,}82$$

Dit is praktisch gelijk aan de eisen gesteld door de Eurocode RC2 – 100 jaar, zoals hierboven reeds vermeld. Dit wordt meegeven in de ontwerpeisen voor de putten, inclusief een correctiefactor $\gamma_{m,corr}$ = 1,003 op de materiaalfactoren. Deze waarde is reeds onderbouwd in §7.2.3.

7.2.8 Overige toetssporen

De standaard faalkansbijdrage van 30% voor overige toetssporen blijft ongewijzigd.

7.3 Ontwerpaspecten damwandconstructies

De geotechnische- en sterktetoetsingen worden conform vigerende normen CUR166 deel 1+2, EC7 en EC3-5 uitgevoerd.

7.3.1 Toetsing damwand constructies

De toetsing van de damwandconstructie wordt uitgevoerd conform [13]. De te toetsen onderdelen zijn:

- Sterkte damwand
  - Opname snedekrachten (moment, dwarskracht, normaalkracht) inclusief corrosie
  - Knik (indien relevant)
- Stabiliteit
  - Verticaal evenwicht
  - Horizontaal draagvermogen
  - Algehele stabiliteit
- Vervormingen
- Verankering
  - Ankerstaal
  - Groutlichaam

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

  - Kranz-stabiliteit
  - Ankeruitval
- Ankergording (inclusief ankeruitval)
- Deksloof
- Algehele stabiliteit

De geometrische toeslagen die in D-Sheet Piling worden toegepast conform [13] zijn gegeven in Tabel 7.5. Voor de logistieke kade wordt gemotiveerd dat er geen aanvullende toeslag op de kerende hoogte is vereist, omdat de aangelegde bodembescherming voldoende zekerheid biedt in de kerende hoogte. Dit is toegestaan conform §9.3.2.2 van de EC7. Merk op dat deze toeslag wel van toepassing is in de tijdelijke fase, maar dat er is gecontroleerd dat dit niet maatgevend is t.o.v. de ontwerpsituaties zonder deze toeslag.

Sectie 12 is in Plaxis2D gemodelleerd, waarvoor onderstaande geometrische toeslagen niet worden gemodelleerd conform CUR166 – deel 1 - §4.2.

Tabel 7.5 Geometrische toeslagen

Geometrie parameter	Toeslag nieuwbouw	Toeslag verbouw
Kerende hoogte - ontgronding	10% (a)	10% (a)
Waterstand, passieve zijde	0,25 m	0,19 m
Waterstand, actieve zijde	0,05 m	0,05 m

(a) Voor de toeslag op de kerende hoogte geldt een maximum van 0,5 m voor nieuwbouw en 0,27 m voor bestaande constructies.

7.3.2 Vervormingscriteria

De maximale doorbuiging van de damwandconstructie dient niet meer te bedragen dan 1% van de kerende hoogte. De kerende hoogte van de damwand wordt hierbij gelijkgesteld aan de bovenkant van de damwand minus de bovenkant van de bodem vóór de damwand. Bovendien geldt er een minimum van 50 mm op deze grenswaarde (umax = MIN(H/100; 50 mm).

7.3.3 Versterkingsmaatregelen sectie 5

Als onderdeel van de validatie in het VKA [29], [33] en [34] is vastgesteld of de bestaande damwandconstructie inclusief verankering nog voldoet voor een aanvullende ontwerplevensduur van 50 jaar. Hiervoor is een toetsing uitgevoerd met D-Sheetpiling en Plaxis 2D. Deze nota's zijn bijgevoegd in Bijlage 15 bij deze integrale ontwerpnota. Bodemopbouw, grondparameters, waterstanden, belastingen (inclusief tankbelasting en terreinbelasting) en corrosie zijn in detail uitgewerkt. Voor corrosie is gerekend met een totale levensduur van 80 jaar.

In deze toetsing is het volgende geconcludeerd:

- De damwand PU20 (staalsoort S240) met verankering voldoet aan de constructieve eisen: momenten, vervormingen en ankerkrachten blijven binnen toelaatbare waarden (unity checks < 1,0).

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

- Op basis van een Plaxis2D analyse is aangetoond dat de constructie niet voldoet volgens NEN-EN 9997-1 (Eurocode 7), maar wél volgens NEN 8707 (norm voor bestaande constructies, RC2 verbouw pre-2003).

Conclusie: De damwandconstructie van sectie 5 voldoet constructief en wordt, inclusief verankering, goedgekeurd voor een aanvullende levensduur van 50 jaar, mits beoordeeld conform NEN 8707 (bestaande constructies).

7.3.4 Versterkingsmaatregelen sectie 12

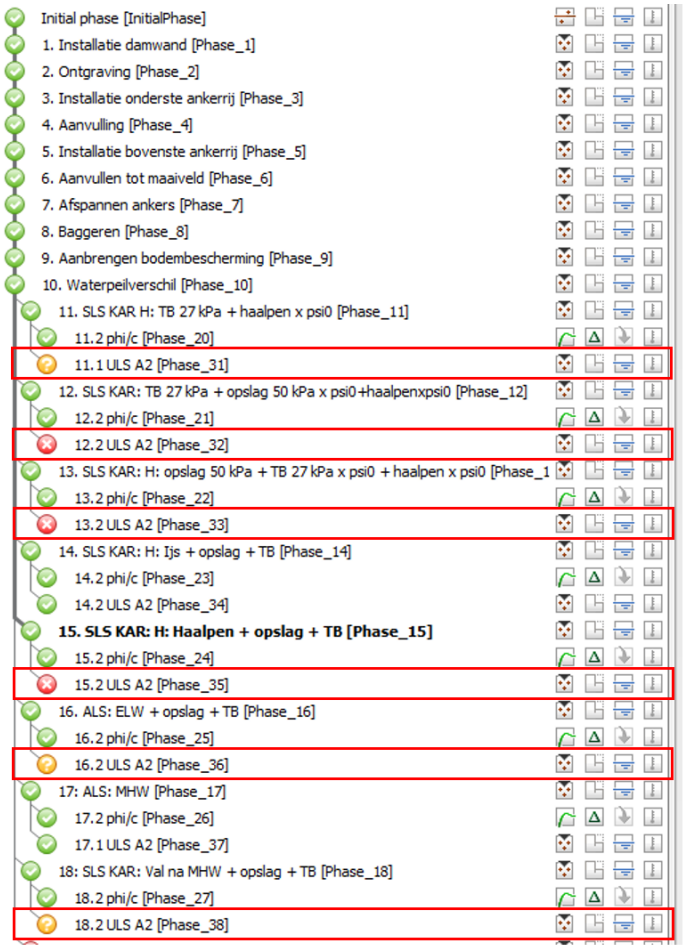
Onder alle uitgangspunten zoals vermeld in deze rapportage is gebleken dat sectie 12 – bestaande logistieke kade Sif niet voldoet. Samengevat is het Plaxis2D model opgesteld onder de volgende uitgangspunten:

- Aanzetpeil damwand NAP+8,8 m
- Constructiediepte NAP+12,0 m i.c.m. 5 kPa bovenbelasting
- Maaiveldniveau NAP+22,0 m
- Bovenbelasting 27 kPa (1e 10,0 m) en 50 kPa (restant)

Hieruit volgt dat de kadeconstructie geotechnisch instabiel is in de UGT-fases. In de BGT-fases is de constructie wél stabiel.

Zoals vermeld is het aanzetpeil van de damwand uiterst kritisch in de berekeningen. Uit een parallelle berekening wordt geconcludeerd dat de kadeconstructie wél voldoet met een aanzetpeil van NAP+7,8 m. Dit peil is het hoogstgelegen peil resulterend uit magnetometingen en kan worden gestaafd met leverantiebonnen, zoals omschreven in §5.4. Aanvullende magnetometingen moeten uitsluitsel geven over de betrouwbaarheid van een dieper aanzetpeil t.o.v. het besteksontwerp, waar nu mee is gerekend. Het aantal aanvullende magnetometingen moet statistisch onderbouwd zijn conform de EC7 en hangt o.a. af van de resultaten.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 7.4 Output Plaxis2D – Geotechnisch instabiel in de UGT-fases.

Er worden versterkingsmaatregelen toegepast in de vorm van een hoger aangelegde bodembescherming, op NAP+13,25 m. Dit gaat ten koste van de diepgang voor de kade en is afgestemd met de gebruiker; Sif. De modellering in Plaxis2D is als volgt:

- Aanzetpeil damwand NAP+8,8 m
- Constructiediepte NAP+12,75 m i.c.m. 5 kPa bovenbelasting –-> géén bovenbelasting toegestaan tijdens baggeren en aanleg bodembescherming
- Maaiveldniveau NAP+22,0 m
- Bovenbelasting 27 kPa (1e 10,0 m) en 50 kPa (restant)

De geotechnische- en sterktetoetsingen worden conform vigerende normen CUR166 deel 1+2, EC7 en EC3-5 uitgevoerd. Onderstaande resultaten voor sectie 12 hebben betrekking op de situatie inclusief de verhoogd aangelegde bodembescherming op NAP+13.25 m.

7.4 Controle Damwand

Een volledige D-Sheet uitdraai van de controle van het damwandprofiel per sectie is opgenomen in Bijlage 3. Hierbij is aangenomen dat de maatgevende snedekrachten gelijktijdig optreden. Dit is een conservatieve benadering.

T.a.v. kniktoets wordt de waarde van de normaalkracht (N_{Ed}) in de damwand getoetst. Voor de kniklengte wordt de afstand tussen de momentennulpunten gebruikt.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Een overzicht van de kniktoets is opgenomen in Tabel 7.6. Merk op dat de kniktoets niet van toepassing is indien de unity check lager is dan 4% conform NEN-EN-1993-5 §5.2.3.

Tabel 7.6 Overzicht kniktoets damwandprofiel

Sectie	Bovenste M-nulpunt [m NAP]	Onderste M-nulpunt [mNAP]	L [m]	N_{ED} [kN/m]	N_{CR} [kN/m]	U.C.	Oordeel
1a	+17.0	+9.5	7.5	380	18070	2.10%	n.v.t.
1b	+17.0	+9.5	7.5	377	18070	2.09%	n.v.t.
2	+21.5	+15.0	6.5	220	14492	1.52%	n.v.t.
3	+16.0	+6.0	10.0	410	10.165	4.03%	Controle vereist
4	+16.0	+9.0	7,0	287	20.745	1,38%	n.v.t.
12	+17,0	+8,8	8,2	550	15.168	3,63%	n.v.t.
3b1	n.v.t.						
3c	n.v.t.						
3d	n.v.t.						

In Tabel 7.7 is een samenvatting weergegeven van de toetsing van het damwandprofiel.

Tabel 7.7 Overzicht toetsing snedekrachten damwandprofiel

Sectie	Type	M_{ED} [kNm/m]	V_{ED} [kN/m]	N_{ED} [kN/m]	U.C.
1a	AZ26-700	505	355	380	0.69
1b	AZ26-700	495	355	377	0.66
2	AZ18-700	310	290	220	0.73
3	AZ26-700	605	430	420	0.88
4	AZ26-700	470	380	287	0,63
12	AZ26	515	207	550	0,83
3b1	AZ18-700	55	40	0	0,11
3c	AZ18-700	155	140	0	0,31
3d	AZ18-700	315	215	0	0,64

De volledige toetsing is bijgevoegd in Bijlage 2. Hier zit de knik controle van sectie 3 bij meegenomen. De structurele controle voldoet.

7.5 Stabiliteit damwanden

7.5.1 Verticaal evenwicht

Om de damwand in verticaal evenwicht te krijgen, is het nodig om de delta's (wandwrijving) om te draaien aan de actieve zijde van de damwand. Over het onderste gedeelte van de damwand mag aan de actieve zijde de wandwrijvingshoek δ negatief ingevoerd worden, aangezien de zettingen hier dermate klein zijn zodat er op positieve kleef gerekend mag worden. Dit resulteert overigens in een verhoging van de snedekrachten in de damwandconstructie. Op deze manier wordt, in combinatie met het (ongeplugde) puntdraagvermogen van de damwandplank, verticaal evenwicht gevonden.

Uitgangspunten t.a.v. toetsing verticaal evenwicht:

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

- De partiële materiaalfactor voor de puntweerstand is gelijk aan 1,2 · 1,02 = 1,22 (-), cf. EC7-1 tabel A.6;
- Er wordt uitgegaan van een stijf bouwwerk aangezien de damwanden gelijkmatig zakkingsgedrag vertonen; Tabel A.10b uit EC7-1 mag toegepast worden t.b.v. bepaling van de correlatiefactoren.
- De waarden voor $q_{b,max}$ en ξ3/ξ4 zijn weergegeven in §6.1. Er wordt voor de verticale draagkrachtberekening uitgegaan van ξ4 indien de maximumpuntweerstand bij elke sondering op 15 MPa wordt afgesnoten.
- Overzicht toetsing snedekrachten damwandprofiel

Merk op dat onderstaande controles puur indicatief zijn. In werkelijkheid zal er aan actieve zijde enkel positieve kleef optreden totdat er verticaal evenwicht is en de unity check gelijk is aan 1,00. Het teveel aan positieve kleef dat hier nu gesimuleerd is in D-Sheet Piling heeft een conservatief effect op het damwandontwerp en wordt derhalve zo aangehouden.

Tabel 7.8 Verticaal evenwicht

Sectie	Optredend [kN/m]	Opneembaar [kN]	U.C.
1a	409	424	0.96
1b	389	445	0.87
2	220	326	0.67
3	464	556	0.83
4	270	298	0,91
12	Check in Plaxis2D is OK!		<1,00
3b1			
3c	Zie hieronder		
3d			

De damwanden welke dwars op de toegangsweg landtong en Mijnheerkensweg lopen worden aan weerszijden voorzien van stootplaten om een vloeiende overgang te realiseren. Dit is vereist, omdat zettingen van het maaiveld anders tot een abrupte 'drempel' kunnen leiden. Deze stootplaten zijn op een gording aan de damwand bevestigd/opgelegd, waardoor er verticale krachten worden uitgeoefend op de damwand. Bovendien resulteert de ophoging van deze wegen in een negatieve kleefbelasting op de damwanden.

Een stootplaat heeft een lengte van 3,0 m. Er wordt aangenomen dat de helft van de belasting wordt afgedragen naar de damwand en de andere helft naar de ondergrond. De verkeersbelasting (q_k = 20 kN/m^2) op de damwand, voor de beide stootplaten (aan weerszijden), resulteert dan in $F_{v,k}$ = 2 · ½ · 3,0 m · 20 kN/m^2 = 60 kN/m. Met een partiële belastingfactor γ_Q = 1,50 resulteert dit in $F_{v,d}$ = 90 kN/m.

Het verticaal evenwicht is berekend onder de volgende aannames:

- Profiel AZ18-700 → profiel b x a = 1,33 m x 0,009 m
  b = 'coating area' t.b.v. schachtwrijving = 1,33 m^2/m
  a = wanddikte 9 mm
- Voor de damwanden rond de ophoging wegen wordt de impact hiervan meegenomen:
  Positieve kleef vanaf onder de kleilaag (zettingen verwacht t.g.v. ophogen)
  Negatieve kleef rekenend op een ophoging tot NAP+22.6m: $F_{s,nk,d}$ = 231 kN/m t.h.v. sectie 3b1/3c bv.
- Bij Sif bestaat de wens om over hun eigen terrein (t.h.v. sectie 3c) eveneens een overgang te realiseren over de kerende wand. Deze wordt nabij de toegangsweg voorzien. Hiervoor is dezelfde belasting vanuit de stootplaten aangehouden, met de lokaal maatgevende sondering D-38. Hier is ook de negatieve kleef over berekend welke gelijk is aan $F_{s,nk,d}$ = 253 kN/m. Het aanzetpeil van NAP+12.0 m kan hier worden overgenomen.

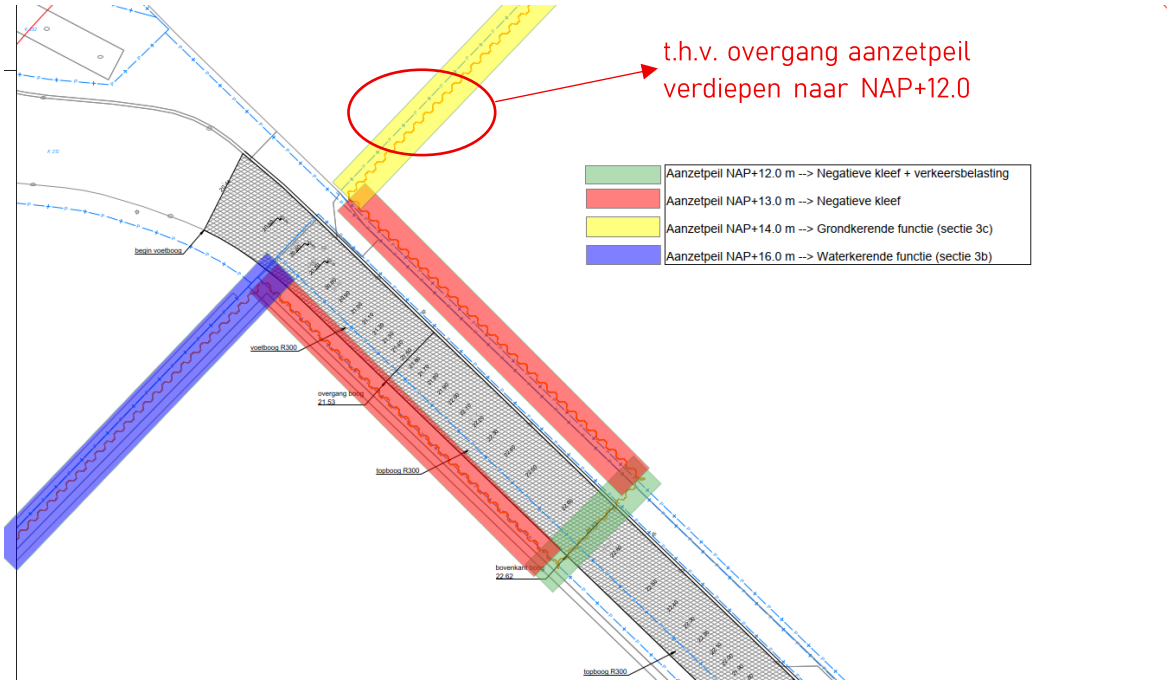
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Een volledige uitwerking van deze berekening is weergegeven in Bijlage 3. Concluderend wordt het volgende onderscheid gemaakt:

Tabel 7.9 Controle verticaal draagvermogen van damwanden

Sectie	Belasting t.b.v. verticaal DV	$F_{c,d}$ [kN]	Aanzetpeil [m]	$R_{c,d}$ [kN]	Check?
3b1	Grondkerende functie (actieve wig)	55	NAP+16.0	60	OK
3b1/3c Parallel aan landtong	Negatieve kleef	231	NAP+13.0	232	OK
3b1/3c Dwars op landtong	Negatieve kleef + stootplaten	321	NAP+12.0	426,5	OK
3c	Grondkerende functie (actieve wig)	105	NAP+14.0	115	OK
3c	Negatieve kleef + stootplaten	343	NAP+12.0	374	OK
3d	Grondkerende functie (actieve wig)	145	NAP+12.5	175	OK
3d - Dwars op Mijnheerkensweg	Negatieve kleef + stootplaten	396	NAP+12.5	575	OK

Ter verduidelijking wordt de situatie t.h.v. de landtong hieronder getoond i.r.t. de aanzetpeilen:



Figuur 7.5 Aanzetpeilen kerende wand op de landtong

7.5.2 Horizontaal draagvermogen

In Tabel 7.10 is het percentage van de gemobiliseerde passieve grondweerstand in de maatgevende fase(n) weergegeven.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 7.10 Overzicht gemobiliseerde passieve weerstand

Sectie	Fase	Gemobiliseerde weerstand [%]
1a	12	58,8
1b	7	63,1
2	5	91.4
3	7	87.5
4	8	78
12	16	100
3b1	4	69
3c	6	89
3d	6	68

7.5.3 Algehele stabiliteit

In Tabel 7.11 is de algehele stabiliteit van de maatgevende fase(n) weergegeven.

Tabel 7.11 Overzicht algehele stabiliteit in maatgevende fase:

Sectie	Fase	Veiligheidsfactor [-]
1a	8	1.67
1b	7	1.58
2	5	1.34
3	7	1.51
4	8	1,85
12	18	1,15
3b1	6	2,12
3c	6	2,29
3d	6	2,90

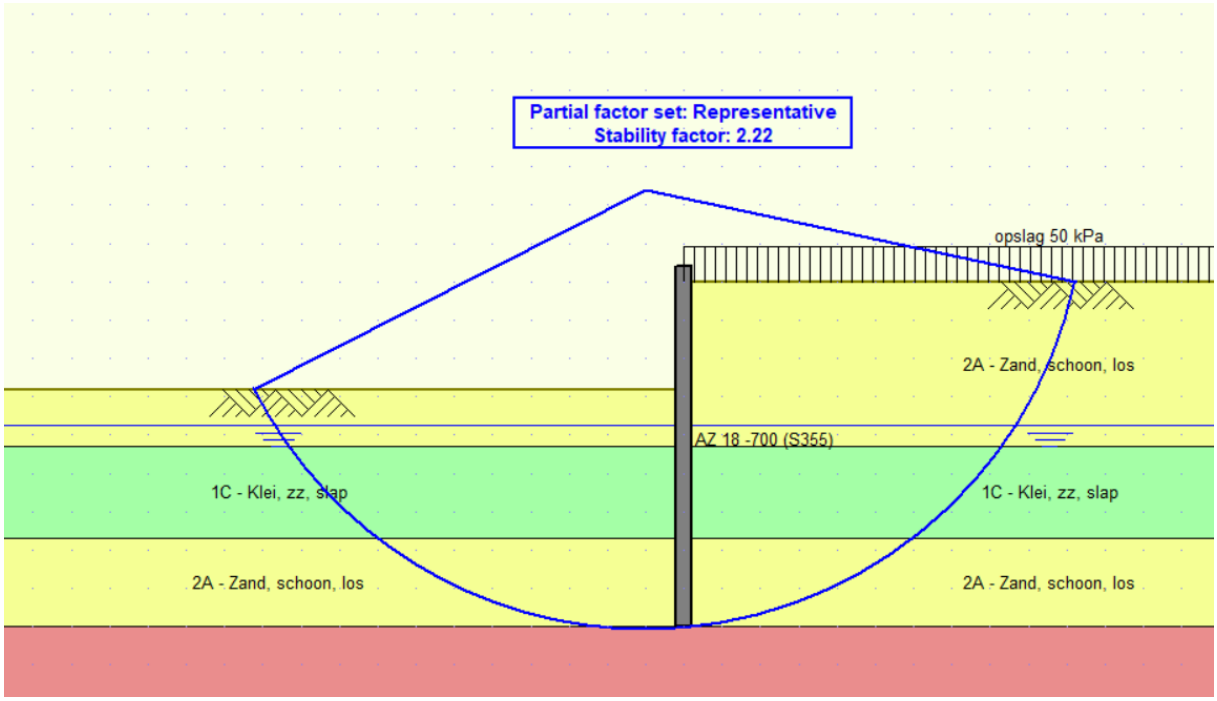
Voor sectie 12 is de globale stabiliteit bepaald m.b.v. een phi/c-reductie op de maatgevende fase in karakteristieke toestand. Hieruit volgt dat er nog een factor 1,15 zit op TAN(φ') en c'. Conform 0 is de vereiste veiligheidsfactor voor stabiliteit respectievelijk gelijk aan 1,15 en 1,25. Aangezien het grootste deel van het potentiële glijdvlak door non-cohesieve grondlagen gaat, wordt geconcludeerd dat een veiligheidsfactor van 1,15 nét voldoende is (in vergelijking met 1,15 op TAN(φ')).

Voor sectie 3b1/3c, parallel aan de landtong, is tevens onderzocht wat de stabiliteit van de damwandconstructie is in geval van een erosiekrater t.g.v. de gas- of waterleiding die parallel loopt aan de primaire waterkering. Dit is reeds omschreven in §5.5.4. Dit betreft de damwanden welke aangezet zijn op NAP+13.0 m uit Figuur 7.5.

Er wordt rekening gehouden met een ontgronding van 1,32 m over de gehele breedte van de passieve wig i.c.m. de maximale bovenbelasting 50 kPa op de actieve wig. Deze situatie wordt beschouwd als een ALS-grenstoestand, aangezien het accidenteel is dat een leiding explodeert of tot erosie leidt.

De globale stabiliteit in deze fase is gelijk aan 2,22 wat ruim voldoende is. De damwand bezwijkt overigens ook niet op sterkte. Enkel de vervormingen nemen significant toe, maar deze worden niet getoetst in ALS.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 7.6 Globale stabiliteit damwand sectie 3b1/3c op landtong – parallel aan primaire kering - erosiekrater

7.6 Vervormingscriteria

De maximale horizontale verplaatsing dient kleiner of gelijk dient te zijn aan 1% van de kerende hoogte met een maximum van 50 mm.

Tabel 7.12 Controle vervorming per sectie

Sectie	Maaiveld actief [m NAP]	Maaiveld passief [m NAP]	H_{kerend} [m]	δ_x [mm]	$\delta_{gebruik}$ [mm]	Opmerking
1a	+21,5	+11,5	10,0	50	42	OK
1b	+21,5	+11,5	10,0	50	49	OK
2	+22,0	+10,0	11,0	50	39	OK
3	+21,5	+11,5	10.0	50	37	OK
4	+21,5	+11,5	10,0	50	48	OK
12	+22,0	+12,75	9,25	50	33	OK
3b1	+20,8	+20,3	0,50	5	6,2	NIET OK
3c	+22,0	+20,5	1,50	15	9,2	OK
3d	+22,0	+20,5	1,50	15	18,9	NIET OK

De vervormingen die optreden bij de kerende wanden (3b1/3d) voldoen volgens de theorie niet. Ze overschrijden de grens van 1% van de kerende hoogte.

Deze grens is erg streng, gegeven de beperkte kerende hoogte van de kerende wanden. De overschrijding op de grenswaarde is voor secties 3b1 en 3d is maximaal 4 mm. Dit is erg minimaal waarbij wordt opgemerkt dat de kerende wand zijn functie behoudt. De beperkte overschrijding wordt als acceptabel geacht.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.7 Verankering

7.7.1 Ankerstang

In Tabel 7.13 worden de maatgevende ankerkrachten voor de structurele controle getoond, zie ook Bijlage 4.

Tabel 7.13 Controle ankerstang

Sectie	Anker type	h.o.h. [m]	P_{max} [kN/anker]	P_d (STR) [kN/anker]	$M_{max,UGT}$ [kNm/anker]	UGT U.C.	Ankeruitval [kN/anker]
1a	Ø101,6 x 28.0	2,80	1980	2480	19.8	0.99	-
1b	Ø101,6 x 28.0	2,80	1965	2460	19.8	0.98	-
2	Ø101.6 x 17.5	2,80	1150	1435	19.8	0.87	-
3	Ø114.3 x 25.0	2,80	2195	2744	19.8	0,97	2570 kN (*)
4	Ø101.6 x 22.2	2,80	1500	1875	12,2	0.78	-
12	7Ø15.2 boven	2,52	987	1234	0	1,00	- (**)
12	7Ø15.2 onder	2,52	789	986	0	0,80	- (**)
Kerende wanden	n.v.t.						

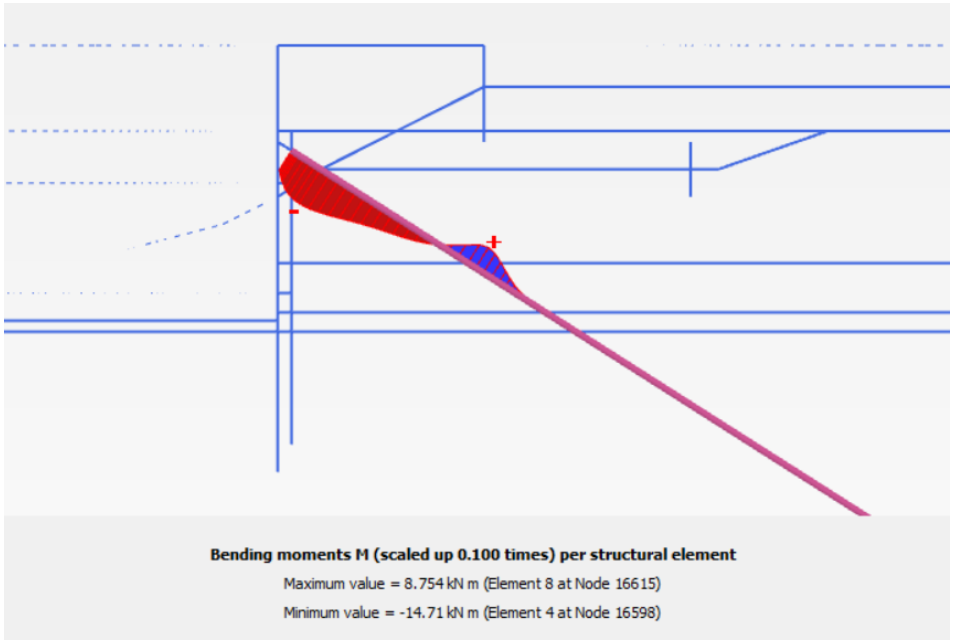
(*) De accidentele ankerlast is bepaald in het ontwerp van de gordingen. Aangezien de accidentele ankerbelasting lager is dan de ontwerplast P_d, wordt geconcludeerd dat deze controle niet maatgevend is en wordt er niet 'geoptimaliseerd'/apart gekeken naar secties 1a, 1b, 2.

(**) De accidentele ankerlast wordt normaliter bepaald in het ontwerp van de gordingen. Zoals vermeld wordt het gordingontwerp van Sif niet opnieuw beschouwd, aangezien de waarde voor P_{max} niet toeneemt t.o.v. het besteksontwerp. Bovendien is voor andere secties binnen het project de accidentele toestand ankeruitval niet maatgevend voor het ankerontwerp.

De invloed van zakkende grond op de ankers is bepaald m.b.v. Plaxis2D, zoals omschreven in §6.2. Hieruit kan het buigmoment in de ankers direct worden afgeleid, zoals hierboven getoond. Het buigmoment in het anker is bepaald in Plaxis2D voor sectie 2 en wordt uniform aangenomen voor alle secties van BESIX. Sectie 2 wordt als maatgevend beschouwd, gegeven de dikte van het slappe lagenpakket. Bovendien is er in het Plaxis2D model een bodemdiepte van NAP+11.5 m aangehouden (+ bodembescherming) om de omhullende situatie voor secties 1 t/m 3 te genereren. De maatgevende fase is 'Val naar ELW' met een bijbehorend buigmoment gelijk aan 14,7 kNm in GGT, 19,8 kNm in UGT. Zie hieronder. Eenzelfde analyse is voor sectie 4 apart uitgevoerd in Plaxis2D.

Zoals reeds uitgewerkt in §6.2 is de impact van bijkomende trekkracht in het anker verwaarloosbaar. Echter, gegeven het feit dat het anker op het randje zit met een U.C. van 1,00 kan eveneens worden gesteld dat dit al teveel is. Daarbovenop komt de twijfelachtige werking van de corrosiebescherming. Echter, aangezien er in de bestaande situatie geen problemen bekend zijn en de situatie versterkt wordt in de vorm van een hoger bodempeil wordt dit risico als aanvaardbaar geacht. Daarbovenop komt nog de conservatieve aanname m.b.t. het aanzetpeil van de damwand.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 7.7 Buigmomenten in SI-ankers t.g.v. zakkende grond – Fase 16. Val naar ELW – BGT

Er wordt geadviseerd om peilbuismetingen achter de kade van sectie 12 uit te voeren en zodoende de grondwaterstand continue of regelmatig te monitoren. Op deze wijze wordt er meer inzicht verkregen in de optredende grondwaterstanden, zodat er mogelijk ruimte in het ontwerp vrijkomt m.b.t. de strenge en maatgevende waterstandscenario's. Het waterstandscenario 'Val na MHW' is nu sterk maatgevend. Doordat de bestaande toestand voldoet, er geen problemen bekend zijn en de kadeconstructie wordt versterkt door een hoger bodempeil wordt er geconcludeerd dat de risico's m.b.t. de ankers beperkt zijn.

7.7.2 Groutlichaam

Een overzicht van de toetsing van het groutlichaam in de maatgevende fase en bij ankeruitval is opgenomen in Tabel 7.14.

Tabel 7.14 Controle groutlichaam

Sectie	$q_{c;gem}$ [mPa]	P_{max} [kN/anker]	$P_{d,grout}$ [kN/anker]	UGT U.C.	Ankeruitval [kN/anker]
1a	15,0	1980	2180	0,88	-
1b	15.0	1965	2165	0,87	-
2	15.0	1150	1265	0,85	-
3	15.0	2195	2415	0,98	2570 kN/anker (*)
4	15,0	1500	1650	0.85	-
12	7Ø15.2 boven	987	1086	0,96	- (**)
12	7Ø15.2 onder	789	868	0,76	- (**)

(*) De accidentele ankerlast is bepaald in het ontwerp van de gordingen. Aangezien de accidentele ankerbelasting praktisch gelijk is aan de ontwerplast P_d, wordt geconcludeerd dat deze controle niet maatgevend is en wordt er niet 'geoptimaliseerd'/apart gekeken naar secties 1a, 1b, 2.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.7.3 Kranz stabiliteit

De Kranz-stabiliteit (cf. par 9.7.2. EC7) is beschouwd middels D-Sheet Piling. De resultaten van de controle op Kranz stabiliteit in de maatgevende fase zijn weergegeven in onderstaande figuren en tabellen. Een overzicht van de toetsing van de Kranz stabiliteit is opgenomen in.

Tabel 7.15 Controle Kranz stabiliteit

Sectie	$R_{k;rk}$ [kN/m]	1,5 x P_{max} [kN/m]	U.C.
1a	1395	1060	0,76
1b	1395	1053	0,75
2	1283	615	0,48
3	N/A	1175	<1,00
4	1380	805	0,58
12			<1,00

D-Sheet berekent de Kranz capaciteit van sectie 3 onjuist/onrealistisch. Echter, gegeven de gelijkaardige geometrie en belastingen als voor secties 1a en 1b wordt niet verwacht dat er problemen met Kranz stabiliteit zijn voor sectie 3. Dit kan in een latere fase nog met een Plaxis2D analyse worden aangetoond.

De Kranz-stabiliteit van sectie 12 is getoetst middels Plaxis2D zoals omschreven in §5.4. De ankerkracht is 'kunstmatig' verhoogd tot 1,5 · P_{max} m.b.v. externe horizontale krachten t.h.v. de ankerkop. Op deze wijze kan worden aangetoond dat de grond voldoende weerstand biedt tegen Kranz-falen. De waarde van 1,5 x P_{max} is gelijk aan 1,5 x (987 + 789) = 2664 kN / dubbele ankerrij.

De ankerkrachten zijn verhoogd tot 1846 kN/anker en 1018 kN/anker in de Kranz simulatie (Fase 19). Merk op dat de bovenbelasting (50 kPa) enkel aanwezig is achter het hart van de groutprop, om een maatgevend mechanisme m.b.t. Kranz te simuleren. Dit is voldoende om de draagkracht van de grond m.b.t. Kranz aan te tonen ((1846 kN + 1018 kN) > 2664 kN).

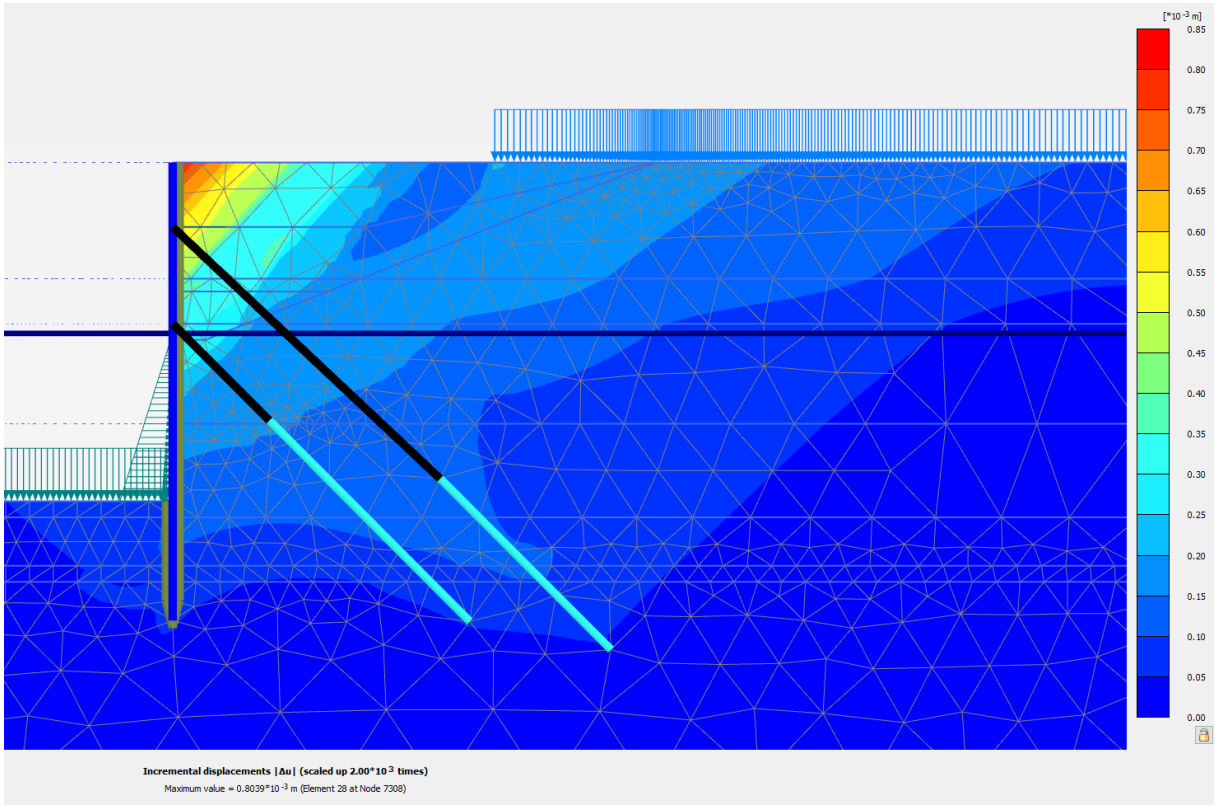
Plaxis2D rekent deze fase door, waarbij het optredende glijdvlak niet lijkt op Kranz. Derhalve wordt geconcludeerd dat de Kranz stabiliteit van de kadeconstructie voldoet.

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	17528	1	28.300	12.200	1846.464	0.000	1846.464
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	7740	2	20.000	20.000	1846.464	0.000	1846.464
NodeToNodeAnchor_2_1	7290	1	20.000	17.000	808.838	0.000	1018.041
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	17487	2	23.000	14.000	808.838	0.000	1018.041

Figuur 7.8 Output Plaxis2D ankerkrachten sectie 12 – Fase 19 – Kranz simulatie

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

.



Figuur 7.9 Optredende glijdvlakken in Plaxis2D – sectie 12 - Fase 19 – Kranz simulatie

7.8 Ankergording

De gordingen worden gedimensioneerd in SCIA Engineer v24. De rapportages van deze modellen zijn terug te vinden in Bijlage 5. Er wordt een uniform ontwerp gepresenteerd door de maatgevende ankerkracht aan te houden voor alle secties 1 t/m 4.

Zoals reeds vermeld wordt er voor sectie 12 niet opnieuw naar de gording gekeken, omwille van redenen zoals vermeld in §6.4.2.

De kerende wanden van secties 3b1, 3c en 3d zijn onverankerd en hebben dus geen verdeelconstructie nodig.

Tabel 7.16 Input nieuwe gordingen per sectie

Sectie	Ankerhoek gem. [°]	$F_{A,max,BGT}$ [kN/m]	$F_{A,max,UGT}$ [kN/m]	$F_{hor,BGTp}$ [kN/m][(a)]	$F_{hor,UGT}$ [kN/m][(b)]	Hart anker-gording [m NAP]	H.o.h. afstand verticaal [m]
1a/b,2,3,4	32,5	583	784	492	727	+18.0	-

(a) Afhankelijk van de gekozen verbinding tussen gording en damwand kan deze afstand nog verkleind worden en kan een ander profieltype worden gekozen. Nu wordt ervan uitgegaan dat de UNP-ondersteuning de verticale krachtsafdracht verzorgt.

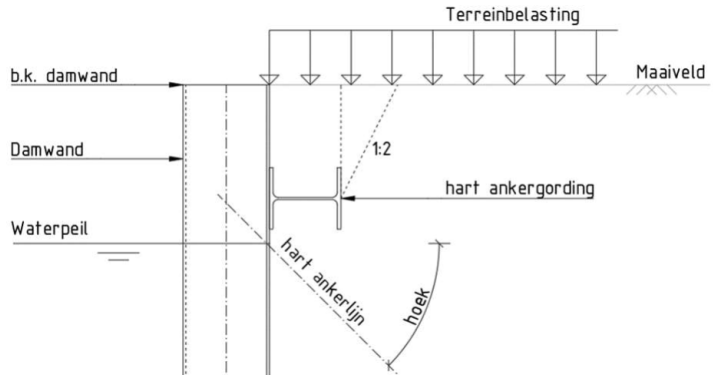
(b) Dit leidt tot de volgende rekenwaarden t.b.v. optredende horizontale belasting op de ankergording:

$F_{hor,BGT}$ = cos(hoek) x $F_{A,max,BGT}$

$F_{hor,UGT}$ = 1,1 (cf. CUR166) x cos(hoek) x $F_{A,max,UGT}$

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Buiten de horizontale component, a.g.v. het overbrengen van de gronddrukken richting de verankering, werkt de grond (17/19 kN/m³ onder hoek 1:2) en een uniforme terreinbelasting van 30 kPa in verticale richting op de ankergording. Zie ook onderstaande figuur. D



Figuur 7.10 Werkende verticale belasting op ankergording

Naast de BGT- en UGT-situatie met bijbehorende gronddrukken zoals hierboven vermeld, is ook de voorspanfase (VSP) en ankeruitval (IGT) beschouwd. In de voorspanfase worden eerst de even ankers en daarna de oneven ankers voorgespannen. Bovendien wordt aangenomen dat er aan de actieve zijde al wordt aangevuld tot de ontworpen toestand, alvorens de ankers worden beproefd en voorgespannen. Zodoende wordt er voldoende horizontale steundruk verkregen van de grond tijdens voorspannen. Bij ankeruitval wordt uitval van het buitenste anker niet beschouwd, omdat de damwand hier op de dwarse aansluitingen steunt en dit tot een te conservatief ontwerp zou leiden.

In onderstaande tabel zijn de snedekrachten weergegeven per belastingcombinatie:

Tabel 7.17 Snedekrachten in gordingen

Sectie		BGT	UGT	VSP	IGT
1a/ 1b/ 2/ 3/ 4	N [kN]	0	0	0	0
	V [kN]	600	920	985	1370
	M_y [kNm]	455	700	680	1350
	P_{anker}	-	-	-	2570

Merk op dat het aandeel buiging in de andere richting (M_z) zeer beperkt is, mede doordat de gording op oplegsteunen ligt en de verticale krachten via deze weg naar de damwand worden afgedragen. Dit is gecontroleerd in SCIA.

De doorsnede van de gording wordt vervolgens getoetst conform NEN-EN 1993-1-1 §6.2.8. Deze controle is bijgevoegd in Bijlage 4. Er wordt 1,2 mm corrosie toegepast. Samenvattend:

Tabel 7.18 Eigenschappen gordingen

Sectie	[redacted]	Staalkwaliteit	A_s [mm²]	$A_{s,corr}$ [mm²]	$A_{v,corr}$ [mm²]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$W_{pl,corr}$ [cm³]	$M_{cRd,corr}$ [kNm]
1a/ 1b/ 2/ 3/ 4	HE550B	S355	24.780	22.062	8279	1697	5073	1800

Ten eerste wordt gecontroleerd of er interactie is tussen dwarskracht en buiging. Dit is het geval, aangezien $V_{Ed} > 0{,}5 \cdot V_{pl,Rd}$. Derhalve dient de momentweerstand te worden gereduceerd o.b.v.:

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$

Met:

- $\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 1370\ kN}{1697\ kN} - 1\right)^2 = 0{,}377$

De effectieve momentweerstand wordt daarmee gereduceerd tot (1-0,377) · 1800 = 1120 kNm. Het maximaal moment is gelijk aan 1350 kNm, waarmee wordt geconcludeerd dat de unity check hoger is dan 1,0 en de gording niet voldoet.

Echter, door nauwkeuriger te kijken naar de effectieve combinaties M + V kan er een realistischer beeld worden verkregen van de unity check. Op de locatie van ankeruitval zal namelijk het maximaal buigmoment optreden, maar de dwarskracht is hier gelijk aan 0. Andersom is op de locatie van de maximale dwarskracht het moment aanzienlijk lager dan de maximale waarde. Concluderend:

Max M = 1350 kNm + V = 0 kN → U.C. = 1350 / 1800 = 0,75

Max V = 1370 kN + M = 675 kNm → U.C. = 725 / 1225 = 0,60

Ofwel, door de effectieve combinaties M + V te beschouwen wordt geconcludeerd dat het gording ontwerp voldoet.

7.9 Verbinding en ondersteuning van ankergording met damwand

De gording wordt aan de damwand bevestigd met boutverbindingen. De bouten in de ankerstoel t.b.v. de verticale krachtsafdracht van de ankers naar de damwand (A) worden belast op afschuiving. De bouten in de damwandkassen tussen de ankerstoelen (B) worden gebruikt voor de horizontale verbinding tussen damwand en gording en worden belast op trek. Hieronder wordt een voorstel gedaan voor deze boutverbinding, maar deze dient nader in detail te worden uitgewerkt door de Aannemer. Ditzelfde geldt voor de verticale oplegsteunen van de gording. Er dient elke 2,8 m een verticale oplegsteun te worden geplaatst. Hier wordt nu een UNP-profiel voor aangenomen.

Tabel 7.19 Verbinding tussen gording en damwand

Sectie	Ankergording	MAX (P_{max} · 1,1 ; P_{IGT}) [kN]	P_v (A) [kN]	P_h (B) [kN]	Bouten (A)	Bouten (B)
1a/1b/2/3	HE550B S355	2570	1380	2168 / 2	8 x M30	4 x M30
4	HE550B S355	2175	1167	1832 / 2	6 x M30	4 x M30

7.10 Bodembescherming

Dit hoofdstuk bevat de uitgangspunten die gehanteerd zijn in de berekeningen van de schroefstraalbelastingen en het ontwerp van de bodembescherming. Met het gebruik van de nieuwe logistieke kades neemt het risico op erosie door schroefstralen toe op de bodem voor de nieuwe kadeconstructies. Het doel van de bodembescherming is dat de passieve wig van de nieuwe grondkerende constructies niet erodeert als gevolg van erosie door schroefstralen. Er wordt bodembescherming toegepast t.h.v. de logistieke kades; secties 1a, 1b, 3, 4, 5 en 12.

7.10.1 Uitgangspunten

De berekening van de schroefstraalbelasting is sterk afhankelijk van de ontwerpschepen, de kielspeling, de afstand tussen het schip en de kademuur en het gebruikte vermogen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Gezien de diepte van de waterbodem wordt aangenomen dat wind- en scheepsgolven niet maatgevend zijn voor de stabiliteit van de bodembescherming.

7.10.2 Ontwerpschepen

De maatgevende schepen voor het bepalen van de schroefstraalbelasting zijn:

- CEMT-klasse Va, groot Rijnschip (hoofd- en boegschroef). De meeste CEMT-klasse Va-schepen zijn uitgerust met één schroef.
- Duwboten voor een CEMT-klasse Vb koppelverband (alleen hoofdschroef). De duwboten die worden gebruikt voor Europa II-bakken hebben zelf geen boegschroeven. Dit komt doordat duwboten zijn ontworpen om vanaf de achterkant te sturen en voort te bewegen. Ze hebben krachtige hoofdschroeven en vaak roerpropellers of zijschroeven aan de achterzijde voor nauwkeurige manoeuvres. Deze achterwaartse propellers en stuurinrichtingen bieden voldoende controle over zowel de duwboot als de gekoppelde duwbakken. De aanname is dat de diepgang van de duwboten 2,5 m is.
- Europa II Duwbakken (alleen boegschroef).
  Europa II duwbakken worden passief voortbewogen door de duwboot. Echter, een aantal van deze bakken kan ook met een boegschroef worden uitgerust om de gehele combinatie bij te sturen en de besturing in complexe situaties te vergemakkelijken.

Het hoofd- en boegschroef motorvermogen en de schroefdiameters van deze maatgevende schepen zijn samengevat in Tabel 7.20. Deze kenmerken zijn deels overgenomen de RVW [17] en de PIANC WG 180.

In PIANC WG 180 wordt aanbevolen om ten behoeve van het ontwerp van de bodembescherming 50% van het geïnstalleerde motorvermogen op de hoofdschroef toe te passen voor grotere binnenvaartschepen met een lengte van 110 m. Aangezien de haven relatief beschut ligt, is dit een reële aanname.

Verder wordt aanbevolen om 100% van het boegschroefvermogen toe te passen. Bij de binnenvaart neemt het effectief gebruikte vermogen af naarmate het geïnstalleerde vermogen toeneemt. De meeste binnenvaartschepen hebben een boegschroef met een maximaal vermogen van 250 kW. De grootste schepen hebben echter boegschroeven met een geïnstalleerd vermogen van ongeveer 700 kW, waarvan maximaal 60% wordt benut. Op basis hiervan en aangezien de haven niet toegankelijk is voor de grootste binnenvaartschepen wordt een boegschroefvermogen voorgesteld van 450 kW dat 100% kan worden aangewend.

Tabel 7.20 Motorvermogen gebaseerd op RVW 2020 [17] Tabel 2 en 3 en PIANC WG 180

CEMT klasse	Vermogen hoofdschroef [kW]	Diameter hoofdschroef [m]	Aantal schroeven	Vermogen boegschroef [kW]	Diameter boegschroef [m]
Va	1400	1,6	1	450	0,8
Va	2x1000	1,6	2	450	0,8
Duwboot (Vb)	1200	1,8	2	-	-
Europa II duwbak	-	-	-	450	0,8

De hoofdschroef van CEMT-klasse Va binnenvaartschepen en de duwboot is normaal voorzien van een straalbuis.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.10.3 Waterstanden

De maximale stroomsnelheid op bodemniveau wordt regelmatig berekend bij de waterstand die niet meer dan 70 keer per jaar wordt onderschreden conform [70]. In deze situatie is dat waarschijnlijk de waterstand bij normaal gebruik van NAP +16,7 m.

Schepen meren vrij af aan de nieuwe logistieke kade. In situaties waar schepen altijd op dezelfde locatie afmeren (bijvoorbeeld ferry- of RoRo-steigers) wordt een extremere laagwaterstand geadviseerd [70]. Dat is op deze locatie niet het geval. Bovendien is de locatie van de kade relatief beschut, waardoor het gebruikte motorvermogen naar verwachting laag is.

7.10.4 Bodemniveau

Het niveau van de bovenkant van de bodembescherming is NAP +12,50 m zoals vastgesteld in §5.1.10. Enkel voor sectie 12 – Sif is er een afwijkend peil, waarbij b.k. bodembescherming gelijk is aan NAP+13.25 m. De opbouw van de bodembescherming is gelijk.

7.10.5 Berekening van de stroomsnelheden

De berekening van de maximale schroefstraalsnelheden is uitgevoerd volgens de Nederlandse methode omschreven in PIANC WG 180 [24].

De maximale stroomsnelheden ter plaatse van de bodem voor de logistieke kade zijn berekend voor de verschillende ontwerpschepen met gebruik van hoofdschroef en boegschroef.

Tabel 7.21 Maximale stroomsnelheden op de bodem voor de logistieke kade (sectie 1a, 1b en 3)

Scheepstype	maximumsnelheid bij bodem via kademuur hoofdschroef [m/s]	boegschroef [m/s]
CEMT-klasse Va enkele schroef	4,7	5,2
CEMT-klasse Va twee schroeven	6,0	5,2
Duwboot (Vb)	5,6	
Europa II duwbak		3,2

7.10.6 Bescherming van de bodem

Het streven is om tot een gangbare, pragmatische oplossing te komen, die goed aansluit bij de onbeschermde bodem en het beschermde talud. Bovendien is het belangrijk dat de dikte van de bodembescherming klein blijft vanwege de beperkte constructiediepte (=niveau aan de waterzijde waar de kade op ontworpen is) van de grondkerende constructie.

Bij kademuren voor binnenvaart bestaat de meest voorkomende bodembescherming uit een zinkstuk met waterbouwsteen (breuksteen) 10-60 kg (voor specificaties zie. Deze sortering kan goed gepenetreerd kan worden met colloïdaal beton.

Losse waterbouwsteen 10-60 kg is stabiel bij stroomsnelheden tot 1,7 m/s op de bodem. Wanneer deze is gepenetreerd met colloïdaal beton is deze stabiel bij stroomsnelheden tot circa 8 m/s. Hieruit kan worden geconcludeerd dat een bodembescherming met penetratie noodzakelijk is.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

In lijn met de aanbevelingen van PIANC WG 180 [24] is de voorgestelde breedte van de bodembescherming voor de kade gelijk aan de breedte van de passieve wig. De breedte van de passieve wig voor de kade wordt als volgt geschat:

- Niveau dwarskrachtennulpunt in de damwand onder waterbodem: NAP+ 7,29 m
- Niveau waterbodem onder de bodembescherming: NAP+ 12,00 m
- Hoek van inwendige wrijving (gemiddeld over de diepte): 30,44°
- Breedte van de passieve wig: tan (45+ ϕ/2) x d = 8,3 m

Tussen de onbeschermde havenbodem en de gepenetreerde steenbestorting dient een overgangsstrook aanwezig te zijn, bestaande uit losse, niet-gepenetreerde breuksteen op een laag geotextiel. Omdat losse breuksteen van 10-60 kg niet stabiel blijkt, dient de overgangsstrook te bestaan uit een verdiept aangebrachte, zwaardere steensortering (40-200 kg). De flexibele overgangsconstructie kan mee verzakken met eventuele bodemdaling als gevolg van erosie van de onbeschermde (haven)bodem naast de bodembescherming. Dankzij de aanwezigheid van deze flexibele overgangsconstructie wordt voorkomen dat het gepenetreerde deel van de bodembescherming gaat overhangen boven een ontgrondingskuil langs de rand van de bodembescherming.

Een overhangende rand van een starre bodembescherming boven een ontgrondingskuil is kwetsbaar voor belasting door schroefstralen die loodrecht op deze rand inwerken. Wanneer de stroming onder een overhangende rand aangrijpt, kan deze rand gemakkelijk worden opgelicht. Dit is onacceptabel nabij ligplaatsen vanwege het risico op schade aan scheepsschroeven en de scheepshuid. Daarnaast kan de schade aan de bodembescherming zich na verloop van tijd verder uitbreiden.

7.10.7 Overzicht aan te brengen bodembescherming

Voor de bodembescherming is gekozen voor waterbouwsteen met een standaard sortering van 10-60 kg.

Deze sorteringen heeft een nominale diameter van 0,24 m bij een aangenomen volumieke masse van 2650 kg/m^3. De laagdikte van deze sortering (2x Dn50) is gelijk aan 0,48 m. Praktische wordt 0,50 m aangehouden voor de 10-60 kg sortering.

Bij een volumieke massa van 2650 kg/m^3 en een normale holle ruimte van 40% resulteert dit in een gewicht van 770 kg/m2. De waterbouwsteen wordt geplaatst op een zinkstuk/zinkstuk met geotextiel.

De strook van 8,5 m langs de kade wordt gepenetreerd met 160 l/m^2 colloïdaal beton en een strook van 1,0 m langs de kade met 200 l/m^2.

De berekende stroomsnelheden en stabiliteitscontroles, inclusief berekeningsaanpak en resultaten zijn bij dit rapport gevoegd in Bijlage 6.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

7.11 Geohydrologie

In Bijlage 9 is een geohydrologische analyse uitgevoerd voor het projectgebied. Hierin wordt onderzocht wat het kwelbezwaar is van de primaire keringen in geval van een hoogwatergolf in de Maas. Hierin zijn de logistieke kades, de kerende wand taluds en de kerende wanden meegenomen. De lokale grondlagenopbouw wordt hierin beschouwd en is verwerkt in een 3D grondwatermodel. Er wordt gerekend op bovengrenzen van de verticale doorlatendheid van de kleilaag, zodat de berekening conservatief wordt ingesteld.

Concluderend wordt gesteld dat er géén grondwater tot het oppervlak kwelt in geval van een hoogwatergolf in de Maas, welke over een tijdsbestek van ca. 2 weken passeert. Daarnaast is er informatief onderzocht wat het kwelbezwaar bedraag in geval van permanent hoog water. Zodoende kan worden bepaald waar het kritieke punt binnen het projectgebied ligt. Dit is in de noordwestelijke hoek op het terrein van [redacted]x, voornamelijk omdat het maaiveld hier het laagst is gelegen.

Er worden dus geen geohydrologische maatregelen getroffen in het projectgebied. Indien dit in de toekomst toch gewenst blijkt te zijn, kan men denken aan het toepassen van horizontale drainage achter de kademuur.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

8 Contextobjecten

8.1 Aansluitingen

Een overzicht van de aansluiting tussen de secties is gegeven in Tabel 8.1. Aansluitingen dienen gronddicht en constructief te worden uitgevoerd. Dit betekent dat de voorkeursoplossing is door middel van verloopnaalden en pasplanken.

Tabel 8.1 Aansluitingen

Sectie	Naam sectie	Aansluiting
1	Nieuwe logistieke kade [BESIX] 1	Bestaande kade Yumble (Schippershaven)
		Kerende wand talud [BESIX]
2	Kerende wand talud [BESIX] 2	Nieuwe logistieke kade [BESIX] 1
		Nieuwe logistieke kade [BESIX] 3
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX] 3	Kerende wand talud [BESIX]
		Nieuwe logistieke kade [redacted]
4	Nieuwe logistieke ka[redacted]ns]	Nieuwe logistieke kade [BESIX]
		Bestaande logistieke kade [VAR0]
5	Bestaande logistieke kade [VAR0]	Nieuwe logistieke ka[redacted]ns]
		Bestaande logistieke ka[redacted]en]
3b1	Nieuwe kerende wand	Bestaande logistieke kade[redacted]
		Bestaande logistieke kade[redacted]e en[redacted]r]
		Nieuwe kerende wand [3c]
3c	Nieuwe kerende wand	Nieuwe kerende wand [3b1]
		Bestaande logistieke kade [Sif]
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	Nieuwe logistieke kade [Sif]
		Kerende wand [3c]
		Kerende wand talud [6]
		Kerende wand [3d]
3d	Nieuwe kerende wand	Bestaande logistieke kade [Sif]
		Hoge grond (provinciale weg)

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

8.2 Bestaande en nieuwe constructies

Een overzicht van bestaande en nieuwe constructies in de directe omgeving van de secties is gegeven in Tabel 8.2.

Tabel 8.2 Bestaande en nieuwe constructies

Sectie	Naam sectie	Bestaande/nieuwe constructie
1	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Bestaande kade BESIX
		Keermuren sleufsilo's
		Voorzieningen voor laden/lossen van schepen
2	Kerende wand talud [1]	Keermuren sleufsilo's
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Keermuren sleufsilo's
		Laboratorium BESIX (trillingsgevoelige apparatuur)
4	Nieuwe logistieke kad[redacted]ns]	Bestaande steiger Nieuwe steiger
5	VARO Energy	Bestaande kademuur
		Water inlaatconstructie
12	Bestaande logistieke kade [Sif]	Bestaande kademuur
3b1	Kerende wand	Keermuren sleufsilo's
		Vloeistofdichte vloe[redacted]en Metaalrecycling
3c	Kerende wand	Bestaande Toegangswe[redacted]alle[redacted]kker
3d	Kerende wand	Mijnheerkensweg en nieuwe ophoging

In onderstaande sub paragrafen wordt nog nader ingegaan op de raakvlakken tussen bestaande en nieuwe kade t.h.v. BESIX en de nieuwe steigerconstructie v[redacted]ans.

8.2.1 BESIX

De nieuwe logistieke kade BESIX dient achter de bestaande kade BESIX (landzijde) te worden gerealiseerd.

Van de bestaande kade BESIX dient de globale constructieopbouw bekend te zijn om het raakvlak tussen de nieuwe verankering en de bestaande verankering te kunnen lokaliseren. Ook moet met de uitvoerende partij worden vastgesteld of er voldoende ruimte is om verankering en gording aan te brengen. De huidige inrichting van het terrein is afgestemd op de hoogte van de bestaande kade BESIX (NAP +18,3 m). Aangezien de nieuwe kade BESIX aanmerkelijk hoger komt te liggen, moet nagedacht worden over de herinrichting van het terrein en de bereikbaarheid van de nieuwe kade BESIX.

De bestaande voorzieningen voor het laden/lossen van schepen ter plaatse van de toekomstige nieuwe logistieke kade hebben in de toekomstige situatie geen functie en mogen daarom worden verwijderd.

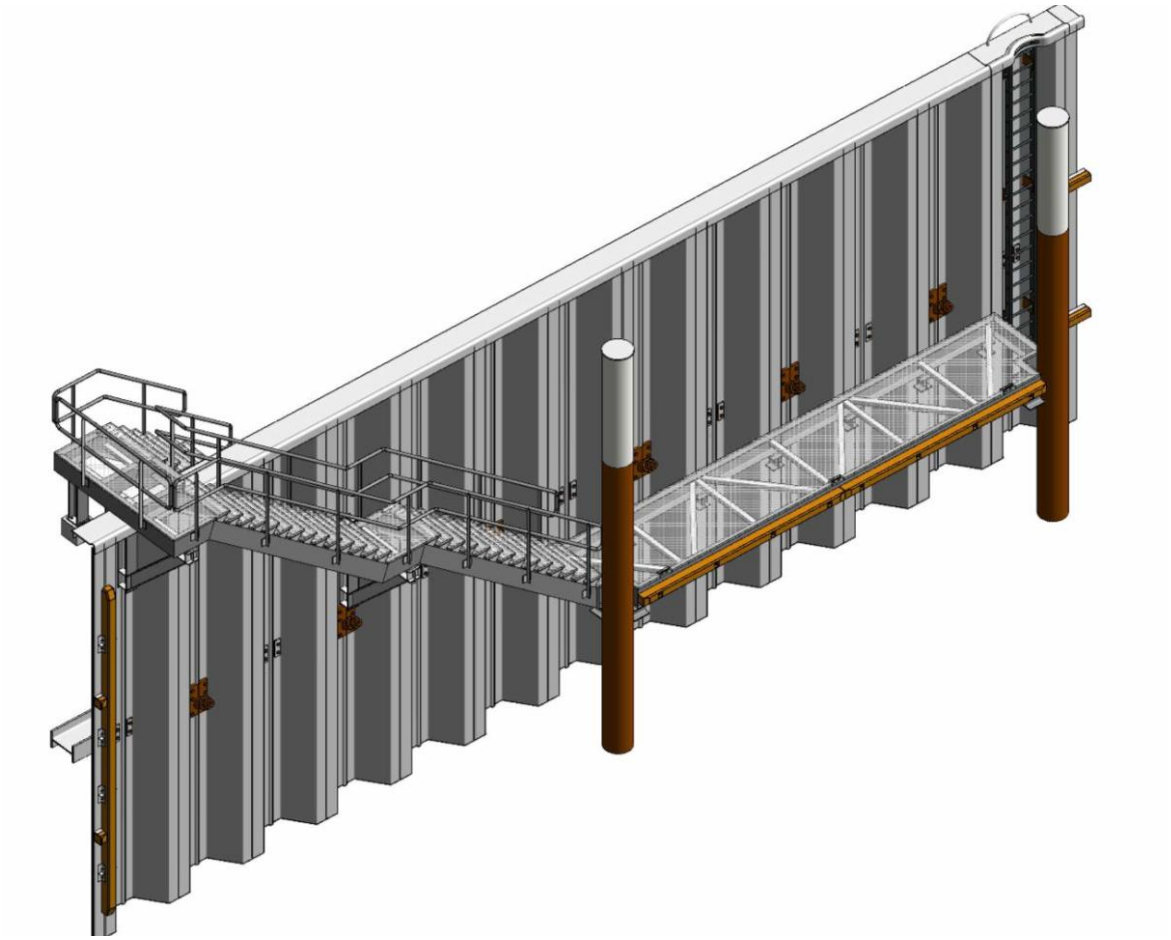
Daar waar sleufsilo's aanwezig zijn nabij de keringlijn bestaat het risico van instabiliteit tijdens het installeren van damwanden en verankering. In overleg met de bedrijven kunnen wanden opgebouwd uit stapelblokken (type Legioblock) tijdelijk worden verplaatst of verlegd.

Door BESIX is aangegeven dat de apparatuur in het laboratorium op het terrein van BESIX zeer gevoelig voor trillingen is. Het betreft een werkbank voor het uitvoeren van 4-puntsbuigproeven ten behoeve van de CE-markering van asfaltmengsels. Hier dient in de uitvoeringsfase rekening mee gehouden te worden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

8.2.2 [redacted]s

Voor de bestaande kade va[redacted]ans is een steiger aanwezig, welke verwijderd dient te worden. In plaats hiervan wordt een nieuwe steiger geconstrueerd volgens het principe in onderstaande figuur. Het ontwerp van deze steiger is gepresenteerd in Bijlage 8.



Figuur 8.1 Nieuwe steigerconstructie – ontwerp in Bijlage 8

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

8.3 Kabels en leidingen

Een overzicht van kabels en leidingen ter plaatse van de secties is gegeven in Tabel 8.3.

Tabel 8.3 Kabels en leidingen

Sectie	Naam sectie	Kabel/leiding
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Rioolleiding (gemeente Roermond)
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	-
2	Kerende wand talud 1 [BESIX]	Rioolleiding (functie en netbeheerder onbekend)
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	Rioolleiding (functie en netbeheerder onbekend, leiding vermoedelijk buiten gebruik)
4	Nieuwe logistieke kad[redacted]hs]	-
12	Bestaande kade [Sif]	-
3b1	Kerende wan[redacted]K en B]	-
3c	Kerende wand [Sif]	Laagspanningskabel (Enexis)
		Middenspanningskabel (Enexis)
		Gaspijpleiding lage druk (Enexis)
		Kabelbed datatransport (KPN)
		Rioolleiding (gemeente Roermond)
		Waterleiding (Waterleidingmaatschappij Limburg)
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Laagspanningskabel (Enexis)
		Middenspanningskabel (Enexis)
		Gaspijpleiding lage druk (Enexis)
		Gaspijpleiding hoge druk (Enexis)
		Kabelbed datatransport (KPN)
		Rioolleiding (gemeente Roermond)
		Rioolleiding (Provincie Limburg)
		Waterleiding (Waterleidingmaatschappij Limburg)

Uit de KLIC-oriëntatiemelding blijkt dat er momenteel twee (overstort)riolen uitmonden in de haven waarvan 1 door de primaire kering, zie de rode cirkels in Figuur 8.2:

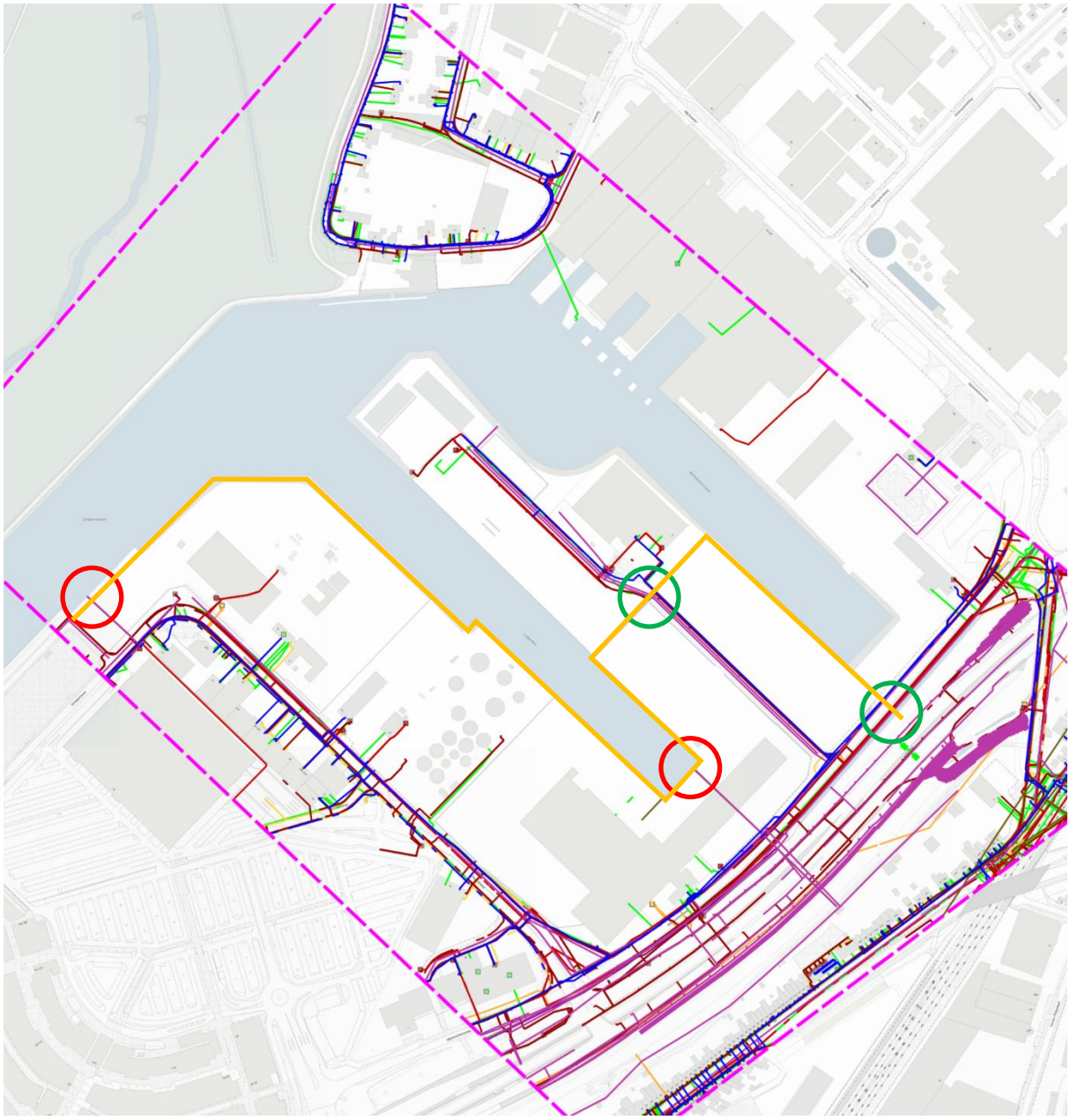
- Rioolleiding ter plaatse van bestaande kade BESIX (gemeente Roermond)
- Rioolleiding ter plaatse van bestaande kade [redacted] (gemeente Roermond) (buiten scope)

Uit de KLIC-oriëntatiemelding blijkt tevens dat er op meerdere locaties kabels en leidingen aanwezig zijn die evenwijdig of haaks aan de toekomstige kering liggen en daarmee een (potentieel) raakvlak vormen, zie de groene cirkels in Figuur 8.2:

- Laagspanningskabel (Enexis)
- Middenspanningskabel (Fudura)
- Rioolleiding (gemeente Roermond)
- Gaspijpleiding (lage druk) (Enexis)
- Waterleiding (Waterleidingmaatschappij Limburg)

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Daarnaast zijn een uitstroompunt van een rioolleiding ter plaatse van de toekomstige kerende wand talud 1 en een uitstroompunt van een rioolleiding ter plaatse van de toekomstige kerende wand talud 2 geconstateerd. Volgens BESIX is de laatstgenoemde leiding buiten gebruik.



Figuur 8.2 Kabels en leidingen op basis van KLIC-oriëntatiemelding

Grofweg is er dus een clash tussen de primaire kering en het K&L-tracé t.h.v. BESIX en de kerende wanden, welke hieronder worden besproken.

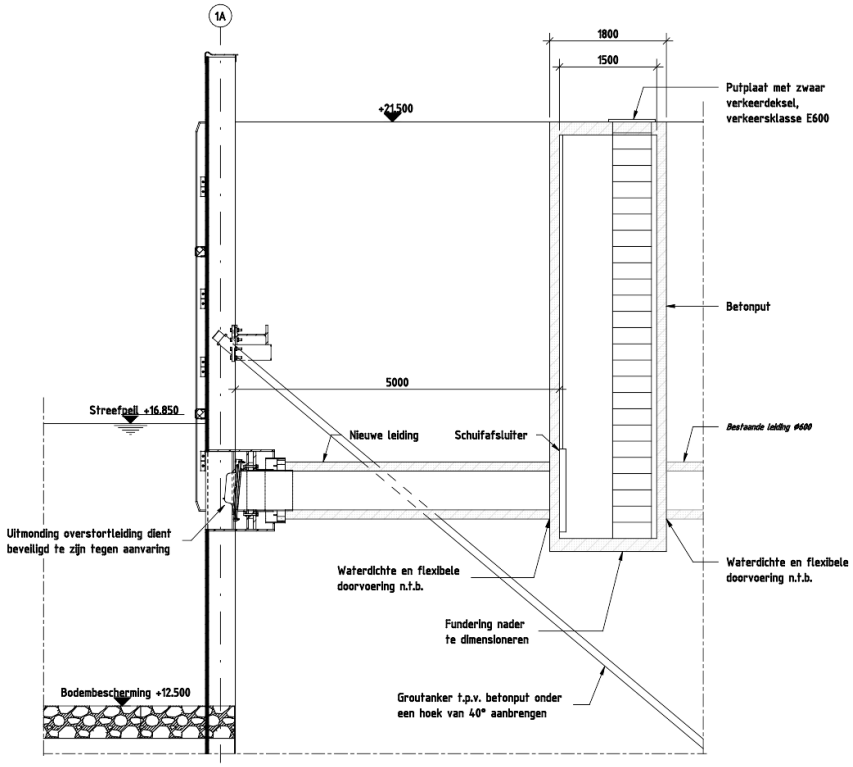
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

8.3.2 BESIX

Overstortleiding riool t.h.v. sectie 1a

Ter hoogte van sectie 1a loopt een rioolleiding van de Gemeente Roermond, zoals ook aangeduid in Figuur 8.2. Deze (overstort)leiding loopt door de damwand (primaire kering) heen en vormt hiermee een 'lek' in de waterkeringslijn. Om de waterdichtheid van de primaire waterkering te garanderen, wordt er een put op deze rioolleiding aangesloten met een schuifafsluiter. Deze put is toegankelijk vanuit het terrein van BESIX, t.h.v. sectie 1a. Op deze manier kan de waterveiligheid worden geborgd. Zie ook onderstaande figuur. De uitmonding van de overstortleiding dient te worden beveiligd tegen aanvaarbelastingen.

De constructieve berekening/uitwerking van deze put dient nog te geschieden in een vervolgfase van het ontwerp.

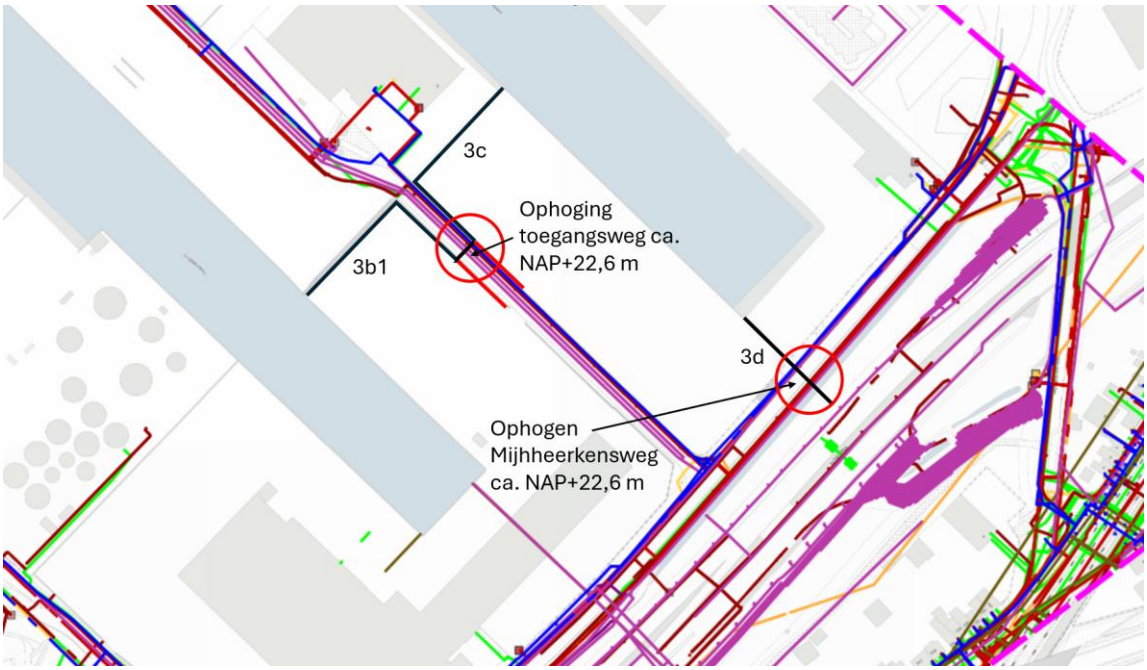


Figuur 8.3 Put inclusief schuifafsluiter op de rioolleiding Gemeente Roermond ter borging waterveiligheid

8.3.3 Kerende wanden

Een nauwkeuriger overzicht van kabels en leidingen ter plaatse van de kerende wanden – secties 3b1, 3c en 3d – is gegeven in Figuur 8.4. Een nieuwe KLIC-melding zal dit beeld moeten bevestigen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 8.4 Kabels en leidingen op basis van KLIC-oriëntatiemelding

Daarnaast is het aangewezen om de eigenaren van de [redacted] en Smurfit Westrock te raadplegen over de eventuele aanwezigheid van extra kabels en leidingen t.o.v. bovenstaande figuur. Een overzicht van de aanwezige kabels en leidingen rondom de kerende wanden is weergegeven in Tabel 8.4 (gelijk aan Tabel 5.19).

Tabel 8.4 Kabels en leidingen t.h.v. kerende wanden 3b1, 3c en 3d

Sectie	Naam sectie	Kabel/leiding	Beheerder	Aanpassing NEN3651?
3b1/3c	Kerende wand [K en [redacted] [Sif]	Laagspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Middenspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Gaspijpleiding Ø110 lage druk 0,1 bar	Enexis	Nee, o.b.v. Ø en druk gasleiding
		Kabelbed datatransport	KPN	Nee, kabel, n.v.t.
		Rioolleiding vrij verval + HWA leiding (2 tot)	Gem. Roermond	Ja, zie hieronder
		Waterleiding Ø100 – 4bar	WML	Nee, o.b.v. Ø en druk waterleiding
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Laagspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Middenspanningskabel	Enexis	Nee, kabel, n.v.t.
		Gaspijpleiding lage druk + hoge druk Ø200 8 bar	Enexis	Nee, o.b.v. Ø en druk gasleiding
		Kabelbed datatransport	KPN	Nee, kabel, n.v.t.
		Rioolleiding vrij verval	Gem. Roermond	Ja, zie hieronder
		Rioolleiding	Prov. Limburg	Ja, zie hieronder
		Waterleiding Ø160 – 4 bar	WML	Ja, zie §5.5.3

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Clash secties 3b1 en 3c

Zoals reeds vermeld maakt de ophoging van de toegangsweg tot het perc[redacted]an [redacted]en Bakker deel uit van het primaire keringstraject. In deze ophoging wordt de damwand doorgezet ter stabilisatie van de ophoging, dwars op de richting van de weg. Dit voorkomt dat de ophoging als dijk fungeert, waarbij de damwand nu de waterkerende functie op zich neemt en hydraulisch bezwijken t.g.v. piping/onderloopsheid voorkomt.

Door het plaatsen van deze damwand ontstaat er een clash met de aanwezige kabels en leidingen. Deze worden als volgt opgelost:

Algemeen

Alle kabels en leidingen die clashen worden door de damwand heen gemonteerd. T.h.v. de potentiële clash worden deze kabels en leidingen verwijderd. Vervolgens wordt de damwand op diepte geïnstalleerd. De kabels en leidingen worden vervolgens lokaal opgehoogd met de toegangsweg mee, zodat deze nog altijd toegankelijk zijn. Met behulp van Roxtec (o.g.) waterdichte kabeldoorvoeren , worden alle kabels en leidingen door de damwand gevoerd. Tot slot worden deze weer aan de bestaande kabels en leidingen verbonden. Dit type verbinding staat enige vorm van verschilzettingen tussen leiding en damwand toe, waardoor dit niet direct leidt tot hoge krachten in beide elementen, terwijl de waterdichtheid nog altijd gewaarborgd wordt.

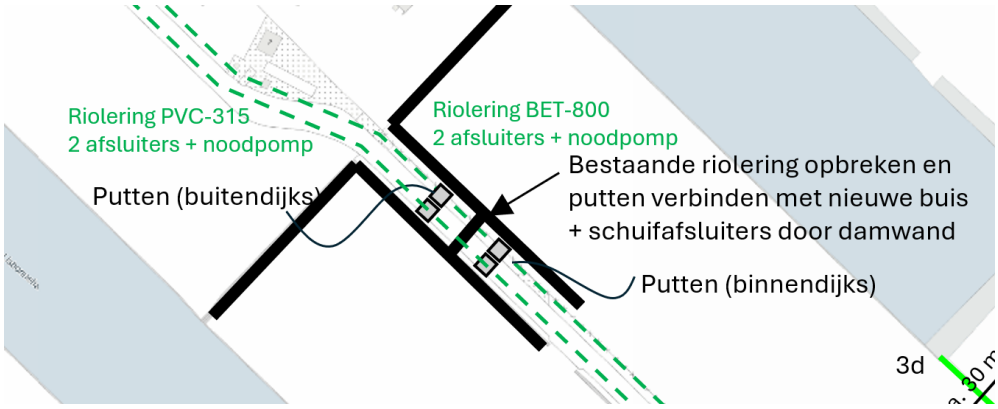
Rioolleiding overstort + HWA leiding – Gemeente Roermond

De rioolleiding en HWA leiding van de Gemeente Roermond lopen onder vrij verval over de landtong. Deze leidingen vormen hiermee een 'lek' door de primaire waterkeringslijn. In het geval van maatgevend hoog water kan de riolering vol stromen, waardoor het rioleringsnet van Roermond zwaar wordt overbelast en het maaiveld alsnog kan overstromen. De stroomrichting van dit riool:

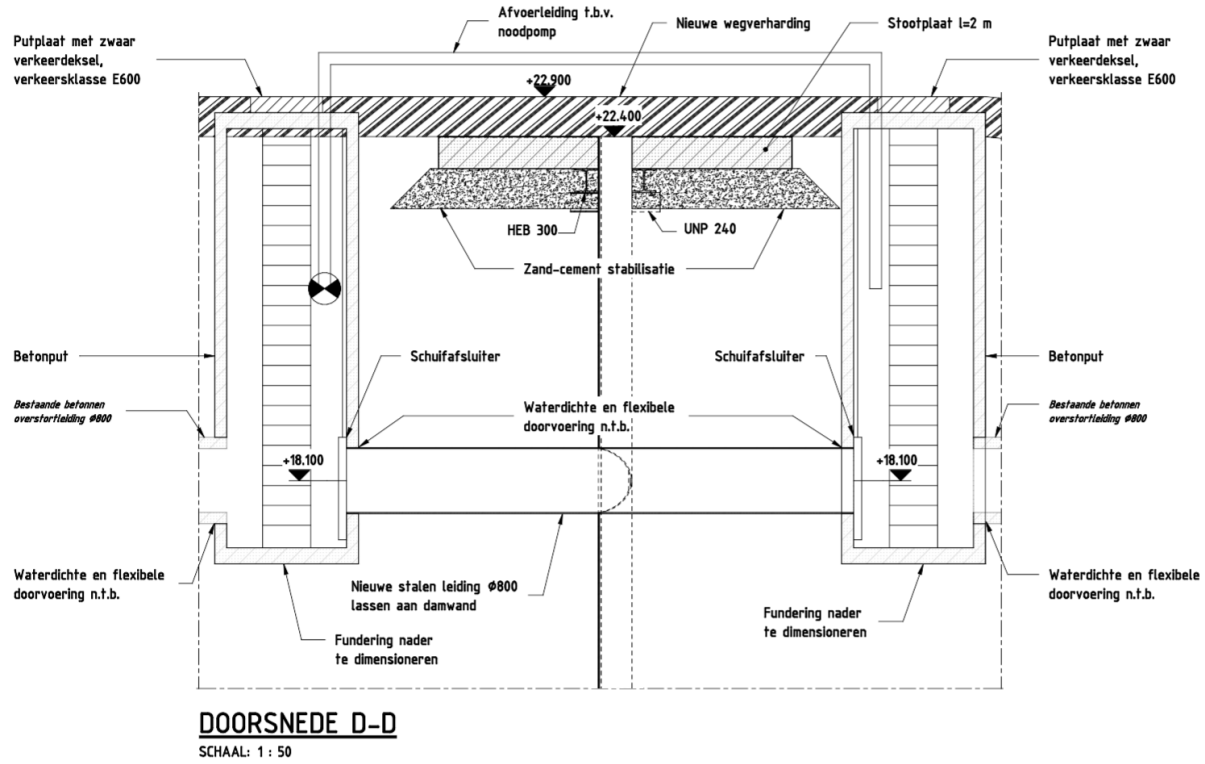
- Rioolleiding overstort BET-800: Mijnheerkensweg → Landtong
- HWA leiding PVC-315: Landtong → Mijnheerkensweg

Er wordt gewerkt met een tweetal putten per leiding, verbonden met een (stalen) buis door de damwand. De doorvoer door de damwand en aansluitingen op de put dienen flexibel en waterdicht te zijn. Alle putten worden voorzien van een schuifafsluiter, zodat de riolering bij hoog water niet kan vollopen. Bij de HWA leiding en rioolleiding wordt een noodpomp geplaatst om de waterafvoer te blijven voorzien als de afsluiters zijn gesloten. In onderstaande figuren is dit principe weergegeven in bovenaanzicht en dwarsdoorsnede. Het principe wordt overgenomen vanuit het VKA (voorkeursalternatief). Het beheer van deze noodpompen wordt opgenomen in een toekomstig B&O-plan. De bepaling van de pompcapaciteit valt buiten de scope van deze nota, aangezien dit niet relevant is m.b.t. de waterveiligheid. In geval van hoog water wordt 'de deur dichtgezet' middels de schuifafsluiters waardoor er geen water meer door de primaire keringslijn kan stromen.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 8.5 Bovenaanzicht principeoplossing afsluiting riolering – secties 3b1 en 3c.



Figuur 8.6 Dwarsdoorsnede principeoplossing afkomstig uit VKA

Clash sectie 3d

Kerende wand 3d komt aan te sluiten op de hoge grond van de N280. Zodoende wordt de primaire keringslijn gesloten. Deze aansluiting clasht potentieel met een relatief groot aantal kabels en leidingen. Merk op dat de aansluiting op de hoge grond afdoende is om achterloopsheid te voorkomen door het wegalignement en haar bijbehorende hoogtes. Zie ook §7.2.2.

Over het algemeen kan worden gesteld dat de kabels en leidingen in twee clusters liggen, zie ook Figuur 8.4

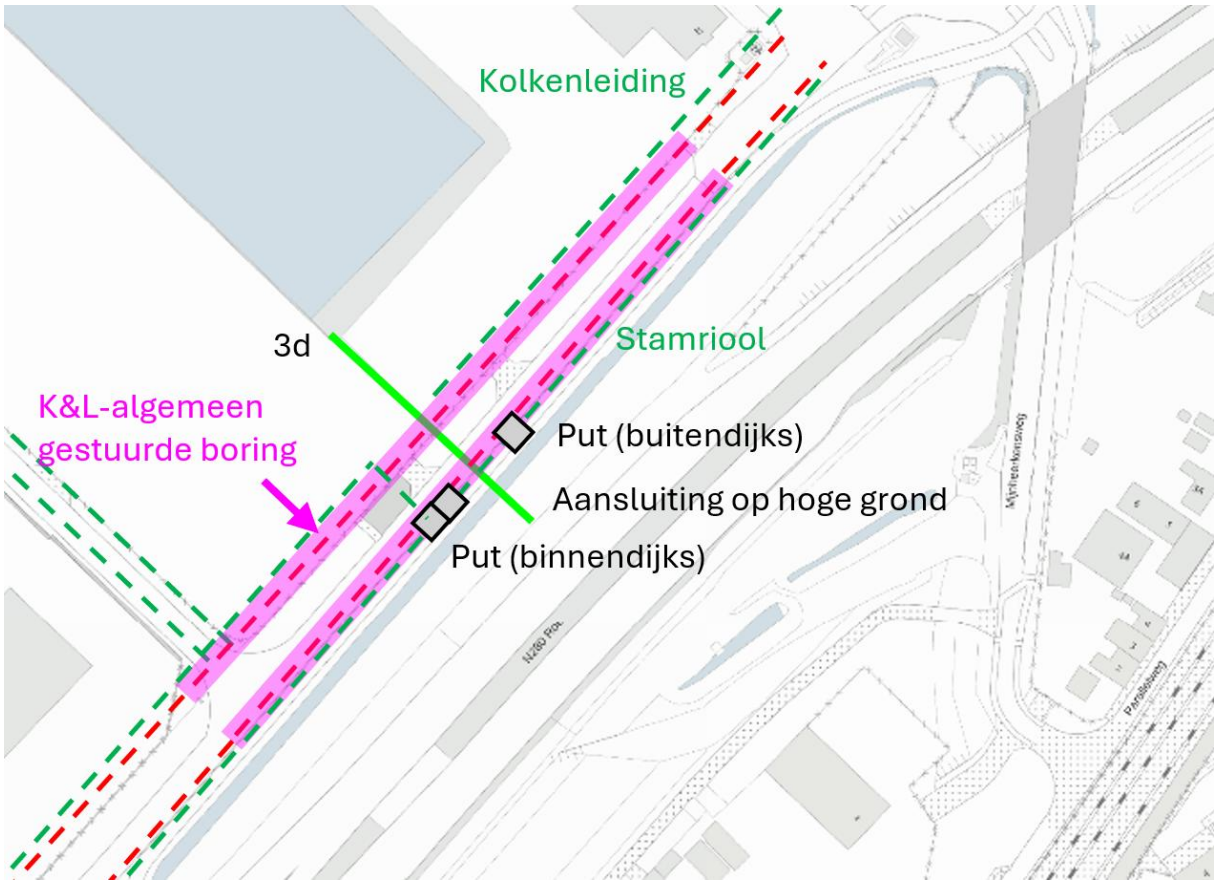
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Algemeen

In het algemeen wordt het K&L-tracé via een (horizontaal) gestuurde boring onder de damwand van sectie 3d geleid, waardoor een clash wordt voorkomen. De twee aparte clusters worden samengevoegd in één gestuurde boring. Er dient bij de beheerders van de K&L te worden geverifieerd of dit acceptabel is. Merk op dat hiermee de impact van de kruising van waterleiding Ø160 – 4 bar met de primaire waterkering ook wordt beperkt, waarbij een aandachtspunt is dat de gestuurde boring ver genoeg onder de damwand door moet gaan conform NEN 3651 (2020) [8].

Riolering

Voor het riool wordt wederom een aparte verbinding gemaakt door de damwand heen, waarbij er met putten, schuifafsluiters en een noodpomp wordt gewerkt. Hierdoor wordt 'het lek' in de primaire keringslijn gesloten. Zie onderstaand bovenaanzicht van de locatie van de putten. Het principe van de dwarsdoorsnede is gelijk aan die in Figuur 8.6.



Figuur 8.7 Bovenaanzicht principeoplossing afsluiting riolering – sectie 3d.

Zoals zichtbaar in bovenstaande figuur zijn er meerdere rioolleidingen (in groen) aanwezig. Het stamriool wordt zoals hierboven vermeld door de damwand heen gevoerd i.c.m. een tweetal putten en een noodpomp. De andere rioleringsleiding (kolkenleiding) wordt voor de damwand losgekoppeld. Aan de binnendijkse zijde is een bestaande overstortput, welke wordt verplaatst. Het rioolsysteem wordt hier op aangepast. Dit dient nog nader uitgewerkt te worden, waarbij er met bovenstaand principe wordt aangetoond dat de (water)veiligheid gegarandeerd kan worden. Wederom is de pompcapaciteit van de noodpomp irrelevant voor de waterveiligheidsbeschouwing.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

9 Waterveiligheid

Vanuit Waterschap Limburg zijn onderstaande uitgangspunten aangedragen:

- Eisen vanuit de KES dienen geïntegreerd te worden in het ontwerp.
  ➔ Zie KES verificatie in Bijlage 13.
- Waterkerende kunstwerken dienen op basis van OI2014, WOWK2018 en ROK2.0 ontworpen te zijn.
  ➔ Zie de waterveiligheidsbeschouwing in §7.2. Hier is rekening mee gehouden.
- Bij de dimensionering van waterkerende kunstwerken dient onder andere aandacht te zijn voor aansluitconstructies, afsluitmiddelen, afvoercapaciteit (bijvoorbeeld bij extreme neerslag) en constructieve sterkte/stabiliteit van het omringend grondlichaam.
  ➔ Zie de waterveiligheidsbeschouwing in §7.1 en §7.2. Hier is rekening mee gehouden. De afvoercapaciteit is niet van toepassing, omdat er in geval van hoog water in principe geen water afgevoerd dient te worden. De deur wordt vanuit praktisch oogpunt dichtgezet.
- De veiligheid van de waterkering dient bij overgangen gewaarborgd te zijn.
  ➔ Er wordt constructief aangesloten op de Yumble kade t.h.v. sectie 1a met een ontwerp dat voldoet vanuit waterveiligheid en de aansluiting op de hoge grond bij de Mijnheerkensweg is gecontroleerd op relevante faalmechanismes als achterloopsheid.
- Het dijktraject dient hoogwaterveilig aan te sluiten op hoge grond.
  ➔ Zie hierboven
- Alle niet-waterkerende objecten die een invloed kunnen hebben op de waterkering dienen expliciet beschouwd te worden conform WBI2017. Mogelijke negatieve impact op de integriteit van de waterkering dient gemitigeerd te worden in het ontwerp.
  ➔ Zie punten hieronder
- Kabels en leidingen die een invloed kunnen hebben op de waterkering dienen te voldoen aan de gestelde eisen uit NEN3650 en NEN3651 [8].
  ➔ Zie §5.5 en §8.3.
- Voor beplanting (bomen) die invloed kunnen hebben op de waterkering geldt het uitgangspunt “nee, tenzij”. Daar waar mogelijk wordt beplanting verwijderd. Waar verwijdering van de beplanting niet mogelijk is, dienen eventuele mitigerende maatregelen meegenomen te worden in het ontwerp.
  ➔ De beplanting op de oevers wordt verwijderd en de bomen nabij sectie 3d op de Mijnheerkensweg worden verwijderd. Verder is er geen impact van beplanting.
- Voor bebouwing nabij de waterkering geldt dat rekening gehouden moet worden met de invloed van de dijkversterking op de fundering van het gebouw. Het eigen gewicht van bebouwing mag geen onderdeel zijn/worden van de waterkering. Het scenario “bebouwing verwijderd” moet meegenomen worden bij beoordeling van stabiliteit en piping. Paalfunderingen moeten worden beschouwd als een potentieel uittredepunt. De invloed van eventuele kelders dient beschouwd te zijn.
  ➔ Er is nergens in het ontwerp van de primaire waterkeringen gerekend op de aanwezigheid van de gebouwen. Het uittredepunt van een mogelijke pipe bevindt zich altijd op enige afstand van de damwand, waardoor dit nooit de kritieke kwelweg betreft.
- Bij het inpassen van wegen in het dijkontwerp dient rekening te worden gehouden met de ontwerpeisen uit CROW en KES wegbeheerder.
  ➔ Zie Bijlage 11
- Betrouwbaarheid sluiten kunstwerk is van toepassing op doorvoeren door de waterkering. In totaal is 5% faalkansruimte gereserveerd voor BSKW, waarvan 1% voor toekomstige ontwikkelingen en afsluiters en 4% voor coupures. In de faalkansanalyse dient rekening gehouden te worden met alle doorvoeren binnen het gehele dijktraject.
  ➔ Hier is rekening mee gehouden, zie §7.2.5
- De waterkering dient bestand te zijn tegen piping. Voor de beoordeling van piping mag gebruik worden gemaakt van het zogenaamde heave-criterium, waarbij het uitgangspunt geldt dat de lengte

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

van de zone waarin het verschijnsel heave zich kan manifesteren groter dient te zijn dan tweemaal het verval vermeerderd met 1 m.
  ➔ Is uitgevoerd, zie §7.2.6
- Uitmondingen van (overstort)leidingen dienen beveiligd te zijn tegen aanvaring en dienen te worden voorzien van een afsluiter en spindelschuif.
  ➔ Uitmonding is verwerkt in de damwand en voorzien afsluiter en spindelschuif, zie TEK-3069

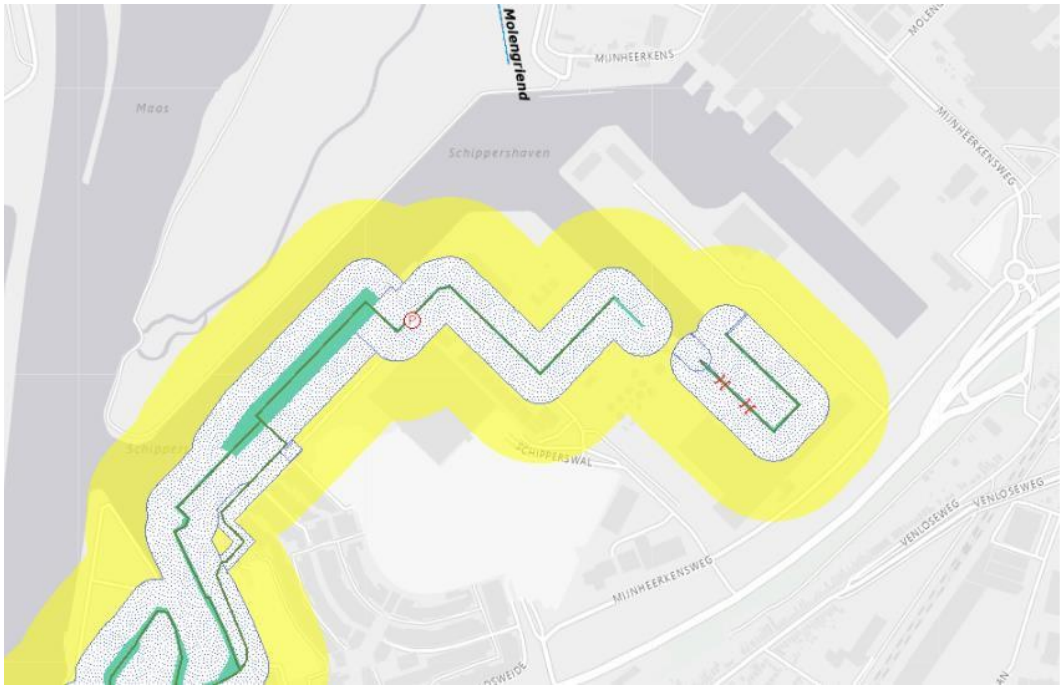
Deze eisen zijn verwerkt in het ontwerp.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

10 Beheer en onderhoud

10.1 Keur en legger

Veranderingen in het waterstaatswerk dienen te worden meegenomen in een wijziging van de legger. De legger bestaat uit kaarten en teksten. In de legger vindt de juridische vastlegging plaats van de zaken als ligging, vorm, afmeting en constructie van wateren of waterkeringen. Ook worden daarin de kunstwerken zoals bruggen, stuwen en duikers vermeld. De legger is bepalend voor de verplichting over en weer tussen Waterschap en burgers op het gebied van de instandhouding van de waterstaatswerken. Zo blijkt bijvoorbeeld uit de legger waar de diverse keurzones geografisch gelegen zijn. In deze keurzones gelden regels voor diverse activiteiten. Deze regels zijn vastgelegd in de keur en houden in dat allerlei activiteiten en werkzaamheden zoals graven, ophogen of planten van bomen niet zijn toegestaan zonder vergunning of melding van het Waterschap (watervergunning). Ook kunnen in de legger onderhoudsverplichtingen worden geregeld [62].



Figuur 10.1 Bestaande leggerkaart Willem-Alexanderhaven

Op basis van globale vuistregels worden de volgende leggerzoneringen onderscheiden:

- Kernzone: kering + 1 m aan weerszijden
- Beschermingszone: 20 m vanaf grens kernzone
- Profiel van vrije ruimte: 40 m vanaf grens kernzone
- Buitenbeschermingszone: 125 m vanaf grens kernzone

De huidige leggerkaart is gegeven in Figuur 10.1. Naast (bijzondere) waterkerende constructies laat de leggerkaart ook een pomplocatie nabij het terrein van BESIX en 2 coupures ter plaatse van kade [redacted] zien.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

10.2 Beheer en onderhoud

Waterschap Limburg is verantwoordelijk voor het beheer en onderhoud van de waterkering en de bijbehorende beschermingszones. Een en ander staat beschreven in het Beheerplan Waterkeringen 2022-2027 van het Waterschap Limburg.

Het dagelijks onderhoud wordt na oplevering van het werk door de onderhoudsplichtigen uitgevoerd. Doorgaans is Waterschap Limburg de onderhoudsplichtige, tenzij anders aangegeven op de onderhoudslegger. Waterschap Limburg is verantwoordelijk voor het in stand houden van het profiel van de waterkering (een dijkversterking is een onderdeel daarvan) [62]. E.e.a. wordt nog vastgelegd in een (toekomstig) Beheer- en Onderhoudsplan.

10.2.1 Strategisch beleid

Het strategische beleid voor het beheer van waterstaatswerken staat beschreven in het Waterbeheerplan 2016-2021 en het Beheerplan Waterkeringen 2022-2027. Hierop zijn een onderhoudsplan en een inspectieplan gebaseerd, waaraan d e volgende maatregelen voor het beheer en onderhoud zijn ontleend [62]:

- Alle waterkeringen zijn of komen in beheer bij Waterschap Limburg.
- Het Waterschap streeft ernaar de kernzone van de waterkering in eigendom te verwerven.
- Het Waterschap streeft naar een waterkering zonder bomen of struiken in de stabiliteitszone van de waterkering.
- Het Waterschap voert regulier (preventief), incidenteel (toestandsafhankelijk) en planmatig groot onderhoud uit om de goede staat van de waterkeringen in stand te houden.
- Waterkeringen worden bij dijkversterking zodanig aangelegd dat deze goed te bereiken en te inspecteren zijn middels een onderhoudspad en een obstakelvrije ruimte langs de kering, zowel in de dagelijkse beheersituatie, bij (groot) onderhoud als bij calamiteiten.

10.2.2 Beheer en onderhoud in de gebruiksfase van de waterkering

De waterkering in de Willem-Alexanderhaven bestaat uit een stalen damwandconstructie welke nagenoeg onderhoudsvrij is. Tijdens een hoogwater is de integriteit van een dergelijke waterkering met een hoge mate van zekerheid geborgd. Daarmee is een extensief beheer- en onderhoudsregime voor het Waterschap mogelijk, rekening houdend met de beperkte bereikbaarheid en inspecteerbaarheid van de waterkeringen, zonder dat de kerntaken en verantwoordelijkheden van het Waterschap in het geding komen. Bij het opstellen van het referentieontwerp van het voorkeursalternatief is ervan uitgegaan dat periodieke inspecties van de waterkering in onderling overleg met de bedrijven mogelijk blijven en dat het bij incidenteel of groot onderhoud mogelijk blijft om afschermingsconstructies en depots nabij de waterkering tijdelijk te verwijderen [62].

10.2.3 Calamiteiten

In tijden van extreme droogte of hoogwater treedt de calamiteitenorganisatie van het Waterschap in werking. Deze is beschreven in het calamiteitenplan van Waterschap Limburg en in de calamiteitenbestrijdingsplannen met een specifieke scope. Het Waterschap dient op grond van haar beheertaak geregeld de waterkering te inspecteren, zowel in de dagelijkse situatie als bij hoogwater. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van het onderhoudspad en van de binnendijkse beheerstrook. Ook worden de kering en de onderhoudsstroken geïnspecteerd. Bij het opstellen van het referentieontwerp van het voorkeursalternatief is ervan uitgegaan dat een vrije doorgang wordt verleend bij het

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

inspecteren van de kering en de onderhoudsstroken en dat het Waterschap zo nodig gerechtigd is de inspectie of de schouw uit te voeren op eigendommen van derden [62].

10.2.4 Uitgangspunten voor het ontwerp van damwandconstructies

Volgens [29] gelden voor het ontwerp van damwandconstructies die dienen als waterkering nabij de Willem- [redacted]n de volgende uitgangspunten met betrekking tot beheer en onderhoud:

- Er is een doorgaande obstakelvrije zone van 4,0 m binnendijks en 1,0 m buitendijks in het ontwerp opgenomen.
- De obstakelvrije zone is via de openbare weg bereikbaar. Er zullen echter afspraken met de bedrijven gemaakt moeten worden in verband met toegang.
- De obstakelvrije zone is belastbaar tot 13 kPa.

Voor sectie 3b1 wordt een uitzondering gemaakt en zijn bovenstaande uitgangspunten niet van toepassing. Deze keuze is reeds gemaakt door het Waterschap Limburg en werd gemotiveerd in het VKA [30]. De huidige beschikbare ruimte voor opslag op de aangrenzende bedrijfsterreinen zal in stand worden gehouden en er wordt geen obstakelvrije zone gehanteerd voor deze sectie.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

11 Uitvoeringsfase

11.1 Uitvoeringsvolgorde

De globale uitvoeringsvolgorde van de hoofdonderdelen is hieronder uiteengezet:

1. Ontwerp, leveranties en vergunningen.
2. Verwijderen beplanting op bestaande taluds en eventueel verwijderen oeverbescherming. Ook verwijderen bestaande constructies (ste[redacted]mans bv).
3. Graven heisleuf voor nieuwe damwand.
4. Aanbrengen damwanden voor kerende wand en kademuur door middel van intrillen en eventueel afheien.
5. Aanbrengen zelfborende ankers kerende wand en kademuur.
6. Aanvullen achter de wand tot maaiveldniveau.
   In functie van de stijfheid van de grond op de gording tijdens de voorspanfase kan er een tussenpeil worden gekozen voor deze aanvulling.
7. Afspannen ankers inclusief controle- en/of geschiktheidsproef op alle ankers.
8. Baggeren onderwatertalud voor logistieke kade aan havenzijde.
9. Aanbrengen bodembescherming.
10. Aanbrengen kademeubilair: haalpennen, wrijfstijlen, wrijfgordingen en ladders.
11. Aanbrengen stalen deksloof.
12. Aanbrengen verharding.

Gezien de bredere scope van het project is de verwachting dat een deel van de werkzaamheden parallel aan de realisatie van andere clusters wordt uitgevoerd (BESIX, Smurfit Westro[redacted]mans en Sif).

Speciale aandacht dient te worden geschonken aan de uitvoerbaarheid rondom secties 1a en 1b, gegeven de interferentie met de bestaande logistieke kade. Er zal gewerkt moeten worden met een steunberm op de bestaande verankering (legankers) veilig te kunnen lossen. Vervolgens kan de nieuwe damwand worden geïnstalleerd volgens bovenstaand principe. De precieze uitvoering hiervan dient nader uitgewerkt te worden.

11.2 Heibaarheid / inbrengbaarheid

11.2.1 Overwegingen

De ondergrond in de Willem-Alexanderhaven wordt gekarakteriseerd door een afwisseling van zand- en cohesieve lagen, die op een diepte van circa 12 meter + NAP overgaan in zand-/grindlagen. Uit beschikbare grondonderzoeken blijkt dat deze zand-/grindlagen zeer hoge conusweerstanden vertonen, wat mogelijke complicaties kan opleveren bij het aanbrengen van de damwanden tot de vereiste diepte. In deze memo wordt door middel van een heibaarheidsanalyse een inschatting gemaakt van de uitvoerbaarheid van het intrillen of inheien van de damwandprofielen.

Er bestaat geen methode die het intrilgedrag van damplanken in harde grindlagen consistent en nauwkeurig kan simuleren of voorspellen omdat dit proces wordt beïnvloed door tal van factoren die moeilijk in een rekenmodel te vatten zijn. Lokale ervaring is daarom essentieel voor de interpretatie van de berekeningsresultaten. Om toch de haalbaarheid te kunnen beoordelen, zijn verschillende hulpmiddelen gebruikt, waaronder:

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

- NVAF/PSD-grafieken
- Empirische formules
- Resultaten van damwandproeven uitgevoerd in de omgeving

Het is mogelijk om de methode met NVAF-grafieken en empirische formules verder te verfijnen met een analyse gebaseerd op de golftheorie. Echter, een dergelijke methode is beter geschikt voor fijnere, homogene grondsoorten zoals zand of klei. Deze modellen hebben moeite om het gedrag van damwanden in heterogene en grove lagen, zoals grind, nauwkeurig te voorspellen omdat de variabiliteit in korrelgrootte en samenstelling van grind de precisie van de simulatie beïnvloedt. Het is daarom niet te verwachten dat het uitvoeren van een dergelijke analyse de nauwkeurigheid van de resultaten zal verhogen.

11.2.2 Damwandprofielen

In Tabel 11.1 is een overzicht gegeven van de logistieke kades en kerende wanden. Een deel van de secties bestaat uit bestaande kades of wordt gerealiseerd met een andere techniek. Hier worden geen nieuwe damwanden geïnstalleerd.

Tabel 11.1 Gegevens keerwand secties

Sectie	Naam sectie	Type plank	Top [m NAP]	Teen [m NAP]	Plank-lengte [m]
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	+22,50	+6,00	16,5
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	+22,50	+6,00	16,5
2	Kerende wand talud [1]	AZ18-700	+22,50	+8,00	14,5
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	AZ26-700	+22,40	+5,50	16,9
4	Nieuwe logistieke Kad[redacted]ns]	AZ26-700	+22,40	+7,00	15,4
3b1	Kerende wand[redacted]lle [redacted]ker]	Worden niet trillend ingebracht			
3c	Kerende wand [Sif]	AZ18-700	+22,40	+14,00	8,4
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	AZ18-700	+22,30	+12,50	9,8

11.2.3 Toegepaste damwandprofielen

De volgende damwandprofielen worden toegepast:

Tabel 11.2 Gegevens damwand profielen

type	A [cm²/D]	G [kg/m/D]	Iy [cm⁴/D]	Wel,y [cm³/D]	rg [cm/D]	O [m²/m/D]
AZ18-700	194,9	153,0	52.920	2.520	16,50	1,86
AZ20-700	212,8	167,0	57.340	2.725	16,40	1,86
AZ26-700	262,1	205,7	83.610	3.635	17,86	1,93

OPMERKING 1:

Voor de staalkwaliteit van de damwandplanken wordt uitgegaan van S355.

OPMERKING 2:

Met ../D wordt bedoeld per dubbele plank. Een dubbele plank heeft een breedte van 1.400 mm.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

11.2.4 Beschikbare grondonderzoeken

Een overzicht van de beschikbare boringen en sonderingen is gegeven in 3.4 en in de overzichtskaart in Figuur 3.1.

11.2.5 Grondprofielen

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is per sectie een grondprofiel opgesteld ten behoeve van het bepalen van de haalbaarheid van het installeren van de damwand planken. Hierbij zijn de hoogste conusweerstanden bepaald voor verschillende sonderingen langs het heitraject.

Gebaseerd op de positie van de nieuwe damwanden in het bestaande talud, wordt aangenomen dat het maaiveldniveau bij het aanbrengen van de planken ongeveer NAP + 17,0 m zal zijn.

In Tabel 11.3 tot en met Tabel 11.5 worden de sondeerwaardes gegeven van het maaiveld tot het aangenomen paalpuntniveau (sondeerwaardes: conusweerstand in MPa). Voor een conservatieve benadering van het bepalen van de heibaarheid reflecteren deze waardes de hoge waardes uit de sondeergrafiek.

Tabel 11.3 Profiel Ter plaatse van Sectie 1 t/m 3 [BESIX], conusweerstand in MPa

Sectie	1a	1b	2	3	3	3	3
Sondering	DSH001	DSH007	DSH009	DSH0014	DSH0015	DHS0018	DHS0019
NAP +17,0 m	1	1	1	1	1	1	1
NAP +16,0 m	1	5	5	1	18	1	1
NAP +15,0 m	1	5	5	1	1	1	1
NAP +14,0 m	1	5	5	8	1	1	1
NAP +13,0 m	18	100	15	5	1	2	1
NAP +12,0 m	22	35	10	5	10	14	30
NAP +11,0 m	40	75	20	22	12	18	30
NAP +10,0 m	20	14	15	12	8	28	30
NAP +9,0 m	40	14	35	12	6	20	30
NAP +8,0 m	35	14		76	48	35	30
NAP +7,0 m	34	35		45	41	45	30
NAP +6,0 m	30	32		54	41	45	30

Tabel 11.4 Sectie 4 [redacted]s] , conusweerstand in MPa

Sectie	4
Sondering	CPT0161027
NAP +17,0 m	1
NAP +16,0 m	1
NAP +15,0 m	1
NAP +14,0 m	1
NAP +13,0 m	18
NAP +12,0 m	22
NAP +11,0 m	40
NAP +10,0 m	20
NAP +9,0 m	40
NAP +8,0 m	35
NAP +7,0 m	34
NAP +6,0 m	30

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.5 Sectie 3c en 3d, conusweerstand in MPa

Sectie Sondering	3c D38	3c D39	3d DKM06	3d D4
NAP +21,0 m	20	20	6	15
NAP +20,0 m	20	20	8	15
NAP +19,0 m	10	20	4	6
NAP +18,0 m	6	10	2	1
NAP +17,0 m	1	2	1	3
NAP +16,0 m	1	1	35	1
NAP +15,0 m	8	8	47	41

11.2.6 Inbrengtechnieken

Trillen

Trillen is doorgaans de meest gebruikte techniek in Nederland voor het aanbrengen van damwanden, vanwege de hoge productiesnelheid, lage kans op schade aan de damwand en relatief lage kosten. In de bovenliggende zand- en cohesieve lagen van de Willem-Alexanderhaven is trillen naar verwachting goed toepasbaar. Bij het bereiken van de diepere zand-/grindlagen, waar zeer hoge conusweerstanden optreden, kan trillen echter problematisch worden. Er bestaat een risico dat de damwand niet dieper kan worden ingebracht, of dat er beschadiging aan de damwand optreedt door de aanzienlijke weerstand van het grind. Daarnaast kan deze hoge weerstand resulteren in een onvoldoende penetratie van de damwand.

Het intrillen van damwanden kan worden uitgevoerd met hoogfrequente of laagfrequente trilblokken. Hoogfrequente en laagfrequente trilblokken hebben elk hun eigen voor- en nadelen, afhankelijk van de toepassing. Hoogfrequente trilblokken genereren snelle trillingen, wat ze zeer geschikt maakt voor het trillen van damwanden in fijnere bodems zoals zand, en waar minder trilling overlast gewenst is in de omgeving. Echter, bij het trillen van damwanden door harde grindlagen of compacte grond zijn laagfrequente trilblokken effectiever. Deze leveren sterkere, diepere trillingen die beter in staat zijn om door stevige of dichte lagen zoals grind te dringen. Hierdoor bieden ze meer kracht, maar veroorzaken ze wel meer trillingen in de omgeving, wat overlast kan geven in bebouwde gebieden.

Drukken

Het drukken van damwanden wordt doorgaans alleen toegepast wanneer de risico's voor de omgeving te groot zijn om te trillen. Dit is bijvoorbeeld het geval bij kwetsbare bouwwerken die zich dicht bij het te plaatsen damwandscherm bevinden.

De vloeistofdichte vloer va[redacted]en (nabij sectie 3b1) valt hieronder. Derhalve is er een korte analyse uitgevoerd op de haalbaarheid van een trillingsvrije inbrengmethode. Zie hieronder:

Zoals reeds vermeld, dient de kerende wand t.h.v. sectie 3b1 trillingsvrij te worden geïnstalleerd. Dit heeft te maken met de aanwezigheid van de vloeistofdichte betonvloer op het terr[redacted] Menten, die zo min mogelijk aan trillingen mag worden blootgesteld. Derhalve wordt hier onderzocht of het indrukken van de damwand mogelijk is. Het traject waarover de damwand moet worden ingebracht is gelijk aan NAP+20,8 m (maaiveldniveau) – NAP-16,0 m (teen) = 4,8 m.

De inbrengbaarheid wordt beoordeeld o.b.v. de CUR166 – 1e deel – Bijlage B, grafieken 017 t/m 020 (NVAF/PSD-grafieken). De planken worden individueel gedrukt, waardoor de sloten niet geponst of gelast mogen zijn. De grafieken zijn opgesteld voor enkele planken met een breedte van 0,6 m, waar hier een breedte van 0,7 m wordt toegepast. Het weerstandsmoment wordt gecorrigeerd conform de formule zoals weergegeven in de hierop volgende paragraaf 11.2.7.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Onderstaande sondeerwaarden zijn te vinden over het traject langsheen sectie 3b1. Er is zowel gerapporteerd wat de gemiddelde conusweerstand in de aanwezige zandlaag is, als de gemiddelde en maximale conusweerstand over het hele installatietraject. Hierbij is de aanwezige zandige kleilaag ook meegenomen.

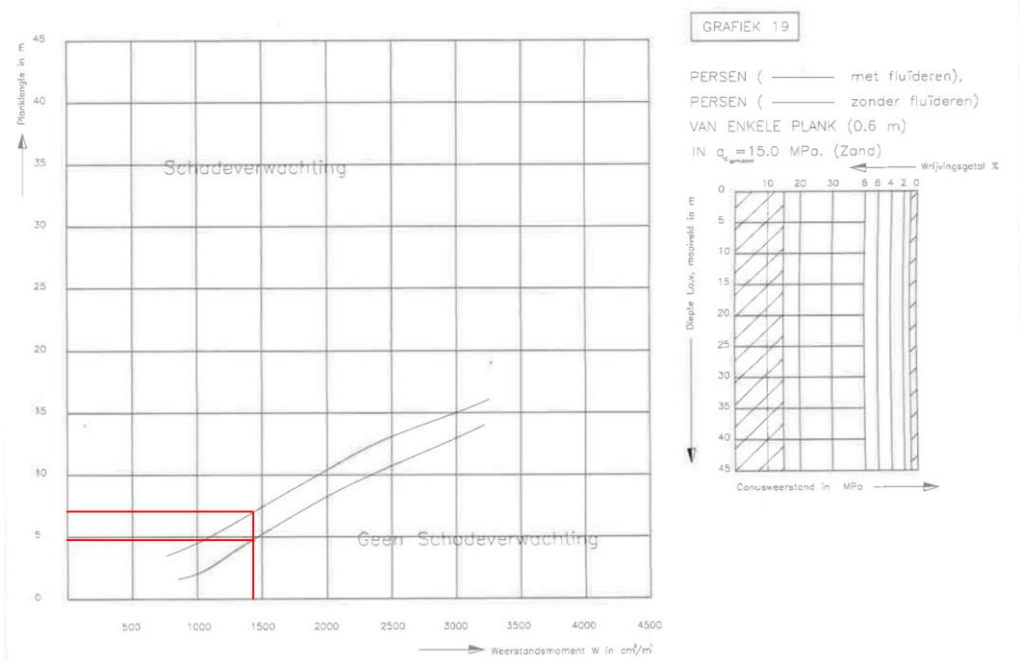
Tabel 11.6 Sondeerwaarden van sonderingen langs sectie 3b1 – drukken van damwand

Sondering	$q_{c,gem,zandlaag}$ [MPa]	$q_{c,gem,totaal}$ [MPa]	$q_{c,max}$ [MPa]
DKM-24	11,1	7,4	28,2
DKM-25	4,8	3,1	10,3
DKM-47	7,5	5,4	24,6
DKM-69	7,5	5,4	18,8

De maximale conusweerstand is gelijk aan 28,2 MPa t.h.v. DKM-24. Echter, er wordt nu gekeken naar de gemiddelde conusweerstand. De maximale qc's zijn vaak erg lokaal en bevinden zich in het bovenste zandpakket, wanneer er nog geen maximale schachtwrijving is opgebouwd. Er wordt aangenomen dat NVAF/PSD-grafiek 19 met $q_{c,gem}$ = 15 MPa een representatief beeld geeft.

Hieruit blijkt dat de damwand naar verwachting zonder schade op diepte kan komen. De planklengte behorend bij W_{in} = 1800 · 0,793 = 1427 cm³/m (AZ18-700 gecorrigeerd) is namelijk gelijk aan 5,0 m waar een lengte van 4,8 m benodigd is. Derhalve is de verwachting dat de plank schadevrij op diepte kan worden gedrukt zonder fluïderen. Indien nodig kan er nog worden gefluïdeerd, waarbij er ca. 7,0 m haalbaar is conform de NVAF/PSD grafiek 19.

De damwanden rondom de vloeistofdichte vloer – parallel aan de ophoging toegangsweg – staan op NAP+13.0 m (zie §7.5.1). Deze moeten over een lengte van 7,5 m worden ingebracht, wat nét iets meer is dan de 7,0 m die schadevrij op diepte komt. Door een sleuf te graven wordt de te installeren planklengte verminderd. Naar verwachting is er dan met fluïderen net voldoende ruimte om schadevrij op diepte te komen.



Figuur 11.1 NVAF/PSD-grafiek 19 – verwachting drukken damwand sectie 3b1 (trillingvrij)

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

In aanvulling op bovenstaande methode kunnen de damwandplanken ook geïnstalleerd worden in een gegraven sleuf. Deze methode komt in aanmerking als trillingshinder niet toelaatbaar is en drukken niet in aanmerking komt. De diepwandsleuf wordt gevuld met een cementbentoniet-mengsel waar de damwanden in worden afgehangen. Na een aantal dagen verhardt het mengsel en in de eindfase hebben de planken ook verticale draagkracht. Eventueel kan de sleuf worden doorgezet tot in de waterremmende of waterafsluitende laag.

Heien

Heien wordt in Nederland minder vaak toegepast voor damwanden, maar in situaties zoals die in de Willem-Alexanderhaven, waar grindlagen met zeer hoge conusweerstanden aanwezig zijn, kan het een geschikte optie zijn. Heien kan effectiever zijn voor het penetreren van harde lagen zoals grind. Desondanks moet heien met voorzichtigheid worden uitgevoerd, aangezien het aanzienlijke vervormingen kan veroorzaken aan de kop of punt van de damwand. Het gebruik van een makelaar bij het heien kan bijdragen aan een gecontroleerde positionering van de damwand. Het combineren van trillen in de bovenste lagen met heien voor de grindlagen kan mogelijk een effectieve strategie zijn om de damwanden tot de ontwerpdiepte te installeren.

Heien in grof grind is in principe wel mogelijk, maar kan moeizaam verlopen en tot problemen leiden. Het grote verschil met heien in zand is de afwezigheid van wateroverspanningen tijdens heien (en trillen).

11.2.7 Beoordeling van hei- en trilbaarheid

NVAF/PSD-grafieken

In CUR- 166 [13] wordt een prognosemethode beschreven op basis van de zogenaamde NVAF/PSD-grafieken [23], waarmee aan de hand van een relatie tussen planklengte en weerstandsmoment kan worden ingeschat of damwanden schadevrij geïnstalleerd kunnen worden. Deze grafieken zijn gebaseerd op uniforme grondprofielen. Het belangrijkste doel van deze methode is het beoordelen van de haalbaarheid van het schadevrij installeren van de damwanden zelf, zonder daarbij schade aan de omgeving in ogenschouw te nemen.

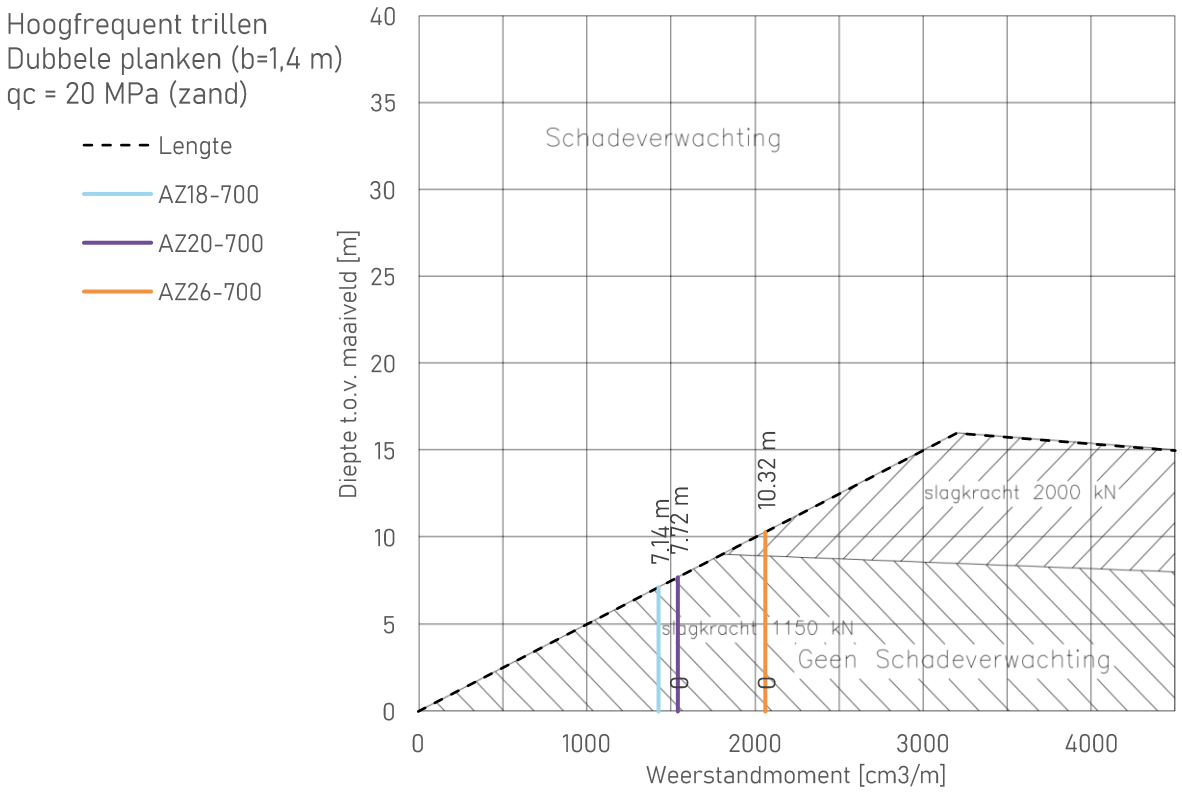
De NVAF/PSD-grafieken zijn ontwikkeld door een gezamenlijke werkgroep van de PSD en NVAF, en gebaseerd op de eigenschappen van de destijds gangbare damwandtypes, met profielbreedtes van ongeveer 60 cm per enkele damwandplank. Sinds het verschijnen van deze grafieken zijn er echter aanzienlijk bredere damwandprofielen op de markt gekomen, met een lager gewicht per vierkante meter. Deze bredere profielen vertonen bij het inbrengen ander gedrag dan de oudere types met hetzelfde weerstandsmoment. Hierdoor wordt de heibaarheid van de nieuwere (bredere) profielen in veel gevallen te optimistisch ingeschat wanneer de NVAF/PSD-grafieken worden gebruikt [19]. Aangezien het voorgestelde profiel planken (AZ-700 serie) 1,4 m (2x 70 cm) is, dus breder dan 1,2 m, zal de ingangswaarde van het weerstandsmoment in de grafiek als volgt worden gereduceerd:

$$W_{in} = W_{plank} \cdot \left({B_{grafiek}}/{B_{plank}}\right)^{1.5} = W_{plank} \cdot \left({1.2}/{1.4}\right)^{1.5} = W_{plank} \cdot 0{,}793$$

De grafieken zijn opgesteld voor hoogfrequente en laagfrequente trilblokken en voor conusweerstanden tot maximaal 20 MPa in zand. Dat is dus ruim lager dan de waargenomen conusweerstanden in de harde zand-/grindlagen en houden geen rekening met mogelijke aanwezigheid van grover grind (en/of keien) in de ondergrond.

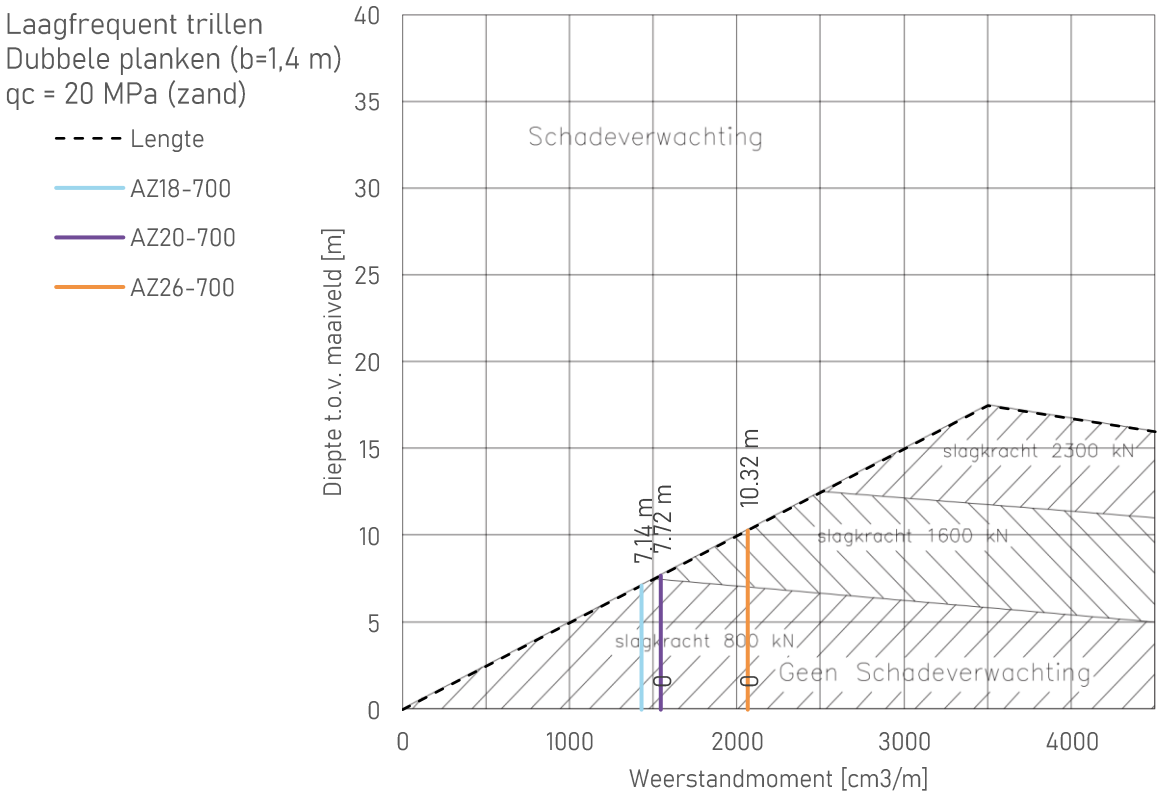
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bij de hoogfrequente trilblokken wordt uitgegaan van een minimale slagkracht van 2000 kN, zoals bijvoorbeeld een type ICE-35RF. Voor de laagfrequente trilblokken wordt uitgegaan van een minimale slagkracht van 2300 kN, zoals bijvoorbeeld een type ICE-1412.



Figuur 11.2 Hoogfrequent trillen van dubbele planken

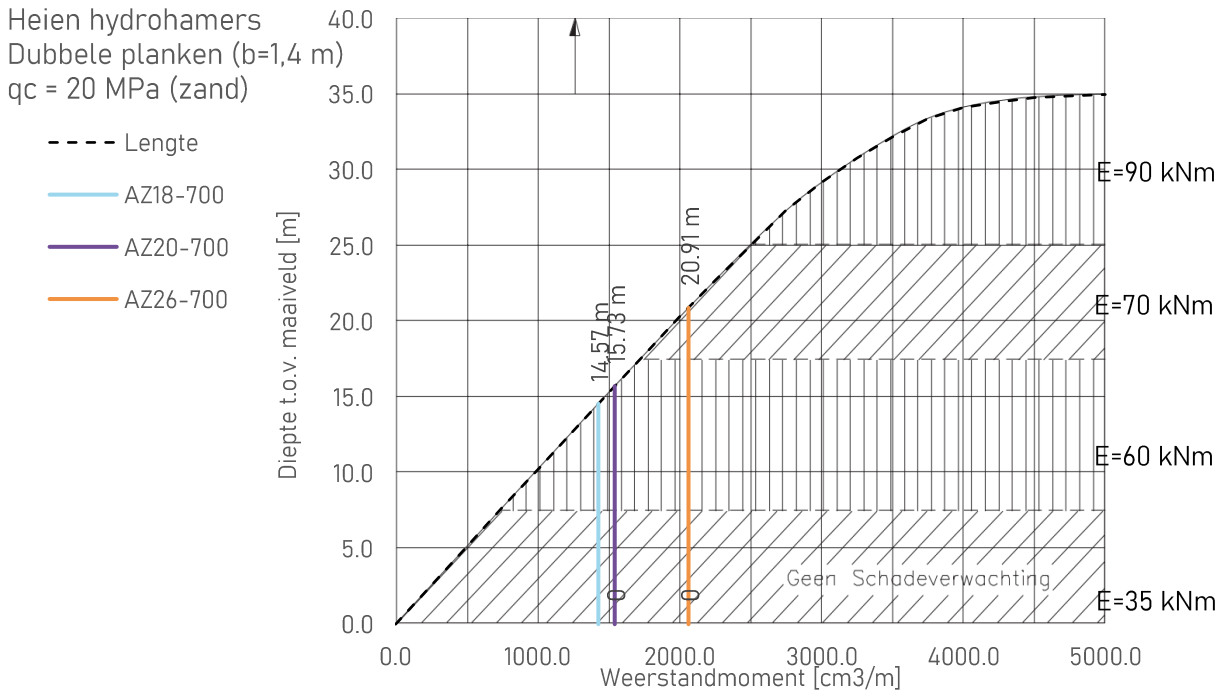
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 11.3 Laagfrequent trillen van dubbele planken

In CUR-166 zijn ook grafieken opgenomen voor het heiend op diepte brengen van damplanken. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen het gebruik van hydroblokken en dieselblokken. Omdat wat betreft de haalbaarheid van de damwanden de grafieken nagenoeg gelijk zijn (alleen de aanbevolen hei energie verschilt) wordt de grafiek voor hydrohamers getoond.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 11.4 Naheien van damplanken met gebruik van hydrohamer

De resultaten uit de NVAF/PSD-grafieken zijn samengevat en vergeleken met de lengte van het heitraject conform het voorontwerp in Tabel 11.7.

Tabel 11.7 Resultaten NVAF/PSD grafieken

Sectie	Naam sectie	Type plank	ontwerp heitraject [m]	HF trillen [m]	LF trillen [m]	Heien [m]
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	11,0	10,3	10,3	20,9
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	11,0	10,3	10,3	20,9
2	Kerende wand talud [1]	AZ18-700	9,0	7,1	7,1	14,6
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	AZ26-700	12,0	10,3	10,3	20,9
4	Nieuwe logistieke Kad[redacted]ns]	AZ26-700	10,0	10,3	10,3	20,9
3c	Kerende wand [Sif]	AZ18-700	4,7	7,1	7,1	14,6
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	AZ18-700	4,7	7,1	7,1	14,6

Uit de grafieken blijkt dat voor de gekozen type damplanken het niet altijd mogelijk lijkt om deze trillend schadevrij tot de gewenste diepte in te brengen. Hierbij is uitgegaan van een inbreng traject startend op een niveau van NAP +17,0 m, met uitzondering van de secties 3c en 3d (vanaf NAP +21,0 m).

Dit is enerzijds een conservatief uitgangspunt omdat in de meeste secties de bovenste meters uit slap materiaal bestaan (<1 MPa), echter in de onderliggende grindlagen worden hogere conus weerstanden gemeten. Vanwege deze zeer hoge conus weerstanden (>20 MPa) en de mogelijke aanwezigheid van grover grind (en/of keien) in de ondergrond, is het mogelijk dat de damplanken niet overal trillend op de gewenste diepte kunnen worden geïnstalleerd. In dat geval kan het noodzakelijk zijn om de

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

damplanken na te heien. Uit de grafiek in Figuur 11.4 blijkt dat voor de gekozen type damplanken (maximale lengte heitraject: 12,0 m) het mogelijk moet zijn om deze zonder schade op diepte te kunnen heien. Deze optie wordt hier genoemd als een van de beheersmaatregelen omdat deze met NVAF/PSD-grafieken onderbouwd kan worden. Wellicht ligt het echter meer voor de hand om voor andere beheersmaatregelen te kiezen (zoals voorboren) vanwege de risico's die verbonden zijn aan het heien van damwanden.

Hoewel deze grafieken een indicatie bieden van de haalbaarheid van het intrillen of heien van damwanden, zijn er belangrijke verschillen tussen de uitgangspunten van de grafieken (zand, uniforme conusweerstand van 20 MPa) en de lokale omstandigheden (grind, obstakels zoals grover grind of keien in de ondergrond, en conusweerstanden > 20 MPa). Ook verwachten wij dat de kans op schade lokaal gerelateerd is aan andere oorzaken: In mindere mate heiweerstand zoals waarneembaar in dicht gepakt zand, en in meerdere mate kans op raken van een obstakel zoals een steen.

Empirische formules

Op basis van het HYPERVIB1-model heeft [redacted]n een formule ontwikkeld waarmee de benodigde slagkracht van een trilblok kan worden voorspeld [14]. Deze formule is getest op een aantal praktijkgevallen en bleek relatief veilige voorspellingen te geven. Deze formule is:

$$F_c = 1{,}92 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot O \cdot q_{c;z;gem} + 1{,}2 \cdot A_{punt} \cdot q_{c;punt}$$

waarbij:

- F_c de benodigde slagkracht van het trilblok in kN
- L de lengte van de damwandplank in meters
- O het verfoppervlak van de plank per strekkende meter in m²/m
- A_{punt} de doorsnede van de punt van de damwand in m².
- $q_{c;z;gem}$ de gemiddelde q_c over de zandlagen in kPa
- $q_{c;punt}$ q_c bij de voet van de plank in kPa

Op basis van bovenstaande formule en de (hoge) sondeerwaardes gegeven in Tabel 11.3 tot en met Tabel 11.5 is de benodigde slagkracht van het trilblok bepaald voor het volledige heitraject. De resultaten zijn gegeven Tabel 11.8 tot en met Tabel 11.10

Tabel 11.8 Bepaling benodigde slagkracht [kN] sectie 1 t/m 3 [BESIX]

Sectie Sondering	1a DSH001	1b DSH007	2 DSH009	3 DSH0014	3 DSH0015	3 DHS0018	3 DHS0019
NAP +17,0 m	90	90	80	90	90	90	90
NAP +16,0 m	90	350	300	90	1160	90	90
NAP +15,0 m	90	390	340	90	450	90	90
NAP +14,0 m	90	410	360	420	360	90	90
NAP +13,0 m	840	4610	730	360	310	140	90
NAP +12,0 m	1150	2690	650	380	650	650	1310
NAP +11,0 m	2010	4390	1000	1080	770	910	1530
NAP +10,0 m	1450	2330	930	810	660	1400	1690
NAP +9,0 m	2270	2220	1570	850	590	1230	1820
NAP +8,0 m	2230	2130		3290	2180	1860	1920
NAP +7,0 m	2290	2840		2490	2130	2370	2000
NAP +6,0 m	2220	2770		2970	2280	2520	2070

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.9 Bepaling benodigde slagkracht [kN] sect[redacted]mans]

Sectie Sondering	4 CPT0161027 DINO
NAP +17,0 m	90
NAP +16,0 m	90
NAP +15,0 m	150
NAP +14,0 m	160
NAP +13,0 m	1400
NAP +12,0 m	2060
NAP +11,0 m	1490
NAP +10,0 m	2410
NAP +9,0 m	2580
NAP +8,0 m	2270
NAP +7,0 m	2690
NAP +6,0 m	2850

Tabel 11.10 Bepaling benodigde slagkracht [kN] sectie 3c en 3d

Sectie m NAP	3c D38	3c D38	3d D38	3d D4
NAP +21,0 m	1580	1580	480	1190
NAP +20,0 m	1580	1580	580	1190
NAP +19,0 m	1160	1580	430	810
NAP +18,0 m	920	1210	330	540
NAP +17,0 m	660	850	260	520
NAP +16,0 m	560	700	1340	400
NAP +15,0 m	710	830	1920	1610

Op basis van de resultaten gepresenteerd in Tabel 11.8 tot en met Tabel 11.10 kan worden geconcludeerd dat voor een groot deel van de secties de benodigde slagkracht van het trilblok zeer hoog (>2300 kN) zal zijn. Op basis van deze resultaten kan niet worden uitgesloten dat voorgeboord zou moeten worden of dat de damplanken over de enkele meters op diepte geheid zouden moeten worden.

In de CUR-166 [13] wordt geen empirische formule gegeven voor het heien van damwanden. In plaats daarvan kan de vuistregel gebruikt worden uit het Handboek funderingstechnologie van PREPAL voor het heien van prefab betonpalen. Volgens deze publicatie dient het valgewicht 50 tot 100% van het paalgewicht te bedragen. Gezien de regelbaarheid van zowel diesel- als hydraulische heiblokken is het raadzaam om te kiezen voor een blok met een valgewicht dat ongeveer gelijk is aan het plankgewicht. Het heiwerk kan worden gestart met een kleine valhoogte, die indien nodig kan worden verhoogd.

Resultaten van damwandproeven uitgevoerd in de omgeving

In 1998 en 2002 zijn in het kader van de aanleg van rijksweg A73 tussen Venlo en Roermond in opdracht van Rijkswaterstaat proeven uitgevoerd met de installatie van damwand en combiwand in grindlagen [65], [66]. Er zijn proeven uitgevoerd in Swalmen, wat op een afstand van ongeveer 3 km van het project en dus relatief dichtbij ligt. In deze proeven is de intrilbaarheid van damwanden in een zand-/grindlaag nagegaan en de invloed van wel of niet voorboren en de wijze van voorboren. Daarnaast zijn gegevens verzameld m.b.t. geluid, trillingen en maaiveldzettingen.

De grondopbouw ter plaatse van proeflocatie is vergelijkbaar met de grondopbouw in de Willem[redacted]n. Uit de sonderingen die worden gepresenteerd in het proefrapport blijkt dat deze bestaat vanaf het maaiveld (NAP + 21,0 m) uit een afwisseling van zand en cohesieve lagen, die op een

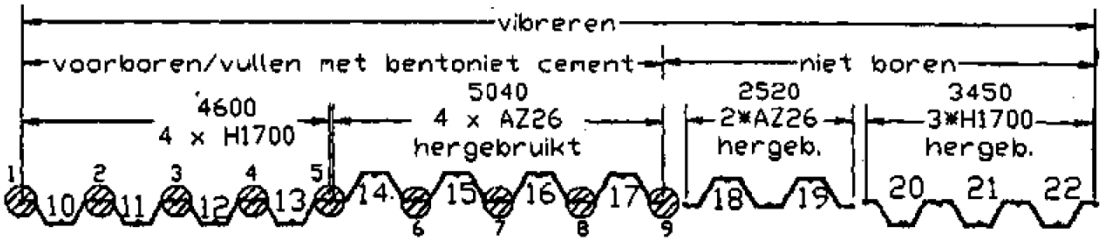
CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

diepte van circa NAP +12 m overgaan in zand-/grindlagen. In deze zand-/grindlagen worden sondeerwaardes tot 100 MPa gerapporteerd.

Het volgende materieel is gebruikt in de damwand proefopstelling:

- Hitachi 300 GLS heistelling.
- Trilblok Dieseko PVE 2330 VM, hoogfrequent, variabel moment. Dit is een Hydraulisch trilblok met een slagkracht van 0 tot 1600 kN bij een toerental van 2300 O/min.
- Boorstelling, Banut boorspiraal met een lengte van ca. 16,5 m en een doorsnede van 450 m.

De opstelling van de proef is getoond in Figuur 11.5.



Figuur 11.5 Damwand proefopstelling Swalmen [65]

Voor de proef zijn de volgende damwandprofielen geïnstalleerd (Tabel 11.11):

Tabel 11.11 Gegevens damwanden in de proefopstelling

Plank nr.	Type plank	Lengte [m]	Aantal voorboringen
10	Hoesch 1700	15,0	2 (gevuld)
11	Hoesch 1700	15,0	2 (gevuld)
12	Hoesch 1700	16,5	2 (gevuld)
13	Hoesch 1700	17,5	2 (gevuld)
14	AZ26	17,0	2 (gevuld)
15	AZ26	17,0	2 (gevuld)
16	AZ26	14,6	2 (gevuld)
17	AZ26	17,0	2 (gevuld)
18	AZ26	17,0	
19	AZ26	17,0	
20	Hoesch 1700	15,0	
21	Hoesch 1700	15,0	
22	Hoesch 1700	16,0	

Bij de voorgeboorde damwanden is de grondkolom gewoeld en volledig gevuld met bentoniet. Bij de damwanden 15, 17, 18, 19, 21 en 22 zijn slotverklikkers toegepast.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.12 Eigenschappen damplank

Type plank	W [cm³/m]	I [cm⁴/m]	Dikte flens/lijf [mm]	Staalkwaliteit
Hoesch 1700	1.978	34.615	10/9	S270 GP
AZ26	3.280	69.940	13/12,2	PAE 250

Resultaten en conclusies:

Tabel 11.13 Resultaten intrillen damplanken

Plank nr.	Paalpunt [m NAP]	Intriltijd	Snelheid [m/s]	Inspectie onderkant	Inspectie bovenkant
10	7,7	2 min 20 sec	0,10	Geen beschadiging	Geen beschadiging
11	7,7	2 min 1 sec	0,12	Geen beschadiging	Geen beschadiging
12	6,2	2 min 5 sec	0,12	Geen beschadiging	Geen beschadiging
13	5,2	1 min 53 sec	0,15	Geen beschadiging	Geen beschadiging
14	5,7	2 min 14 sec	0,12	Nauwelijks beschadigd	Ingedeukt, 0,1 m
15	5,7	4 min 34 sec	0,04	Uitgerekt en getordeerd	Ingescheurd, 0,3 m
16	7,7	3 min 52 sec	0,06	Nauwelijks beschadigd	Ingescheurd 0,3 m
17	14,7	2 min 50 sec	0,04	Beschadiging a.g.v. steen	Geen beschadiging
18	5,7	5 min 37 sec	0,05	Beschadiging a.g.v. steen	Ingescheurd 0,3 m
19	5,7	9 min 38 sec	0,03	Uitgerekt en getordeerd	Ingedeukt, 0,1 m
20	7,7	3 min 3 sec	0,08	Geen beschadiging	Geen beschadiging
21	7,7	2 min 36 sec	0,09	Geen beschadiging	Geen beschadiging
22	6,2	3 min 33 sec	0,07	Geen beschadiging	Geen beschadiging

Op basis van de proeven zijn de volgende conclusies getrokken:

- Alle damwanden zijn op diepte gekomen met een hoogfrequent trilblok. Het trilblok stond ingesteld op maximaal vermogen.
- Er zijn geen slotopeningen geconstateerd.
- Het voorboren is niet noodzakelijk maar heeft invloed op de intrilbaarheid van damplanken en gaf voor de AZ26 damplanken een gemiddelde reductie van ca. 60% (± 20%) op de intriltijd.
- De meeste AZ26 damplanken waren als gevolg van het trillen niet beschadigd. Eén damplank was aan de onderzijde enigszins beschadigd, waarschijnlijk als gevolg van op een steen lopen.

11.2.8 Conclusies en aanbeveling

- Op basis van NVAF/PSD-grafieken blijkt dat voor de gekozen type damplanken het niet altijd mogelijk lijkt om deze trillend schadevrij tot de gewenste diepte in te brengen. Wel lijkt het mogelijk om de planken zonder schade op diepte te heien. Deze optie wordt hier genoemd als een van de beheersmaatregelen omdat deze met NVAF/PSD-grafieken onderbouwd kan worden. Wellicht ligt het echter meer voor de hand om voor andere beheersmaatregelen te kiezen (zoals voorboren) vanwege de risico's die verbonden zijn aan het heien van damwanden. Hoewel de grafieken een indicatie bieden van de haalbaarheid van het intrillen of heien van damwanden, zijn er belangrijke verschillen tussen de uitgangspunten van de grafieken (zand, uniforme

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

conusweerstand van 20 MPa) en de lokale omstandigheden (grind, obstakels zoals grover grind of keien in de ondergrond, en conusweerstanden > 20 MPa). Ook verwachten wij dat de kans op schade lokaal gerelateerd is aan andere oorzaken: In mindere mate heiweerstand zoals waarneembaar in dicht gepakt zand, en in meerdere mate kans op raken van een obstakel zoals een steen.

- Op basis van empirische formules is voor een groot deel van de secties de benodigde slagkracht van het trilblok zeer hoog (>2300 kN). Op basis van deze resultaten kan niet worden uitgesloten dat voorgeboord zou moeten worden of dat de damplanken over de laatste meters op diepte geheid moeten worden.
- Op basis van resultaten van damwandproeven uitgevoerd in de nabije omgeving van het project in vergelijkbare grondslag kan worden geconcludeerd dat het intrillen van damwanden (zowel het lichtere 1720 cm^3/m als het zwaardere 2600 cm^3/m profiel) goed mogelijk is en de aanwezige zand/grindlagen op zich geen onoverkomelijke belemmering vormen mits adequaat materieel wordt gebruikt. Hiervoor zijn de volgende aanvullende aanbevelingen gedaan:
    - Intrillen heeft de voorkeur t.o.v. heien gezien snelheid en kleinere kans op schade van de plank.
    - Het toepassen van een hoogfrequent blok is mogelijk. Dit heeft de voorkeur omdat dit type blok minder omgevingshinder veroorzaakt.
    - Het geleiden van de vibrator (met een makelaarstelling) is aan te bevelen.
    - Voorboren is niet strikt noodzakelijk maar kan de intrilsnelheid wel verhogen.
    - Indien op een obstakel gestuit wordt kan na verwijderen van de damwand een ander element met een verzwaarde onderrand in de grond gebracht worden om het obstakel weg te duwen of te splijten.
- Naar onze mening is de belangrijkste indicatie voor de installeerbaarheid van de planken, de damwandproef, in combinatie met de succesvolle realisatie van de bestaande kademuur. Op basis van de damwandproef zijn bovendien bruikbare beheersmaatregelen voorgesteld.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

11.3 Trillingen en zettingen

11.3.1 Directe schade door trillingen

Trillingsintensiteit wordt getoetst aan de waarden uit de SBR-richtlijnen uit september 2006 en december 2017, uitgegeven door de Stichting Bouw Research. In totaal zijn er 3 SBR richtlijnen:

- SBR-richtlijn A (2017) Schade aan bouwwerken [19];
- SBR-richtlijn B (2006) Hinder voor personen in gebouwen [20];
- SBR-richtlijn C (2006) Storing aan trillingsgevoelige apparatuur [21].

Voor de toetsing van schade aan bouwwerken dient de trillingsintensiteit aan de draagconstructie bepaald te zijn. Volgens de bestaande praktijkervaring is de kans op schade aan gebouwen (of onderdelen ervan) aanvaardbaar klein, indien de topsnelheid aan de draagconstructie (v_{top}) onder de opgelegde grenswaarde blijft (v_r). De waarde aan de draagconstructie volgt uit de prognose in dit rapport.

De toetsprocedure op schade luidt:

- $V_r \leq V_{top}$ Ja → risico op schade;
- Nee → risico op schade is aanvaardbaar klein (<1%).

11.3.2 Indirecte schade

Trillingsintensiteit en trillingsversnelling worden getoetst aan de waarden uit de SBR-richtlijn A [19] volgens eenzelfde procedure als omschreven in paragraaf 11.3.1. De optredende versnellingen worden hier ook bepaald conform een betrouwbaarheidsinterval van 99% om een conservatieve benadering aan te houden.

Verder worden de zettingen t.g.v. de installatie werkzaamheden ingeschat. Indien een constructie zich in de invloedzone bevindt, wordt er aangegeven welke zettingen er ter plaatse van deze constructie verwacht kunnen worden.

11.3.3 Hinder

De maximale gewogen voortschrijdende effectieve waarde ($V_{eff,max}$) en het gemiddelde trillingsniveau (V_{per}) worden getoetst aan waarden voorgeschreven waarden (A_1, A_2, A_3) van SBR-richtlijn B [20]. De toetsingsprocedure gaat als volgt:

- $V_{eff,max} < A_1$ -> OK, anders:
- $V_{eff,max} < A_2$ én $V_{per} < A_3$-> OK

11.4 Mechanisme trillingen

Bij het inbrengen van damwanden worden er trillingen via de grond doorgegeven aan de omgeving en nabijgelegen bouwwerken. De trillingen worden opgewekt door het trilblok of de hydraulische hamer, waarmee de damwand geleidelijk in de bodem wordt gebracht. De damwand fungeert hierbij als een stijve plaat die de trillingsenergie in de ondergrond verspreidt.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Voor de voortplanting van deze trillingen zijn voornamelijk elastische golven van belang. Tijdens het intrillen ontstaan verschillende typen golven die zich in alle richtingen kunnen verplaatsen. Wanneer deze golven het maaiveld, een bodemovergang of een bouwwerk bereiken, kunnen reflectie en omzetting plaatsvinden, wat leidt tot een complex interferentiepatroon van bodembewegingen.

De afname van de golfamplitude wordt veroorzaakt door geometrische demping en materiaaldemping. Bij geometrische demping neemt de trillingssterkte af met de afstand tot de bron. Materiaaldemping ontstaat door interne wrijving in de bodem, wat leidt tot energieverlies.

De trillingsintensiteit bij een gebouw wordt beïnvloed door:

- Eigenschappen van de ondergrond (zoals bodemtype en bodemlagen).
- Funderingstype (palenfundering of fundering op staal).
- Afstand tot de trillingsbron.
- Energie en frequentie van het trilblok of de hydraulische hamer.

De trillingen die door de ondergrond worden overgedragen, bereiken mogelijk de fundering van nabijgelegen gebouwen. Dit kan op verschillende manieren gebeuren:

- Via de stijve damwand, die trillingen diep in de bodem brengt.
- Via het omringende zand- en, klei- en grindpakket.
- Via oppervlaktegolven die direct onder het maaiveld de funderingsconstructie bereiken.

Bij de overdracht van trillingen van de bodem naar de funderingselementen en de draagconstructie treedt een zekere mate van demping op. Voor de beoordeling van hinderbeleving zijn de trillingsintensiteiten op de vloeren van belang. Bij de overdracht van trillingsintensiteit van de draagconstructie naar de vloeren en ondersteunende onderdelen kan bovendien een opslingereffect optreden, waarbij trillingen versterkt kunnen worden.

Tabel 11.14 geeft een overzicht van de gebruikte sonderingen per zone.

Tabel 11.14 Geselecteerde sondering per zone voor trillingsanalyse

Sectie	Naam sectie	Uitvoerder	Opdracht-nummer	Sondering
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM006
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM006
2	Kerende wand talud [1] [BESIX]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM011
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM016
4	Nieuwe logistieke Ka[redacted]ns]	(DINO loket)	-	CPT 161026
3c	Kerende wand [Sif]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM040
3	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	Inpijn-Blokpoel	22ZP1423-RG-01	DM045

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is per sectie een grondprofiel opgesteld om de haalbaarheid van het installeren van de damwandplanken te bepalen. Hiervoor zijn de hoogste conusweerstanden vastgesteld aan de hand van verschillende sonderingen langs het traject. Op basis van de beschikbare sondeerresultaten wordt voor elke locatie een typerend grondprofiel opgesteld.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

De kenmerkende waterstanden worden weergegeven in Tabel 3.18. Voor het bepalen van de zettingen wordt telkens gebruik gemaakt van de buitenwaterstand: 16.7 mNAP.

Overzicht secties damwand

In Tabel 11.15 is een overzicht gegeven van de logistieke kades, kerende wanden taluds en kerende wanden. Een deel van de secties bestaat uit bestaande kades of wordt gerealiseerd met een andere techniek. Hier worden geen nieuwe damwanden geïnstalleerd.

Tabel 11.15 Overzicht secties

Sectie	Naam sectie	Type plank	Top [m NAP]	Teen [m NAP]	Plank-lengte [m]
1a	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	+22,50	+6,00	16,5
1b	Nieuwe logistieke kade [BESIX]	AZ26-700	+22,50	+6,00	16,5
2	Kerende wand talud [1] [BESIX]	AZ18-700	+22,50	+8,00	14,5
3	Nieuwe logistieke kade [BESIX, talud 2]	AZ26-700	+22,40	+5,50	16,9
4	Nieuwe logistieke Kad[redacted]ns]	AZ26-700	+22,40	+7,00	15,4
3c	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	AZ18-700	+22,40	+14,00	8,4
3d	Kerende wand [Mijnheerkensweg]	AZ18-700	+22,30	+12,50	9,8

Er dient opgemerkt te worden dat de damplanken in sommige secties aangebracht worden in een talud. Dit is belangrijk voor het bepalen van de zettingen afkomstig door het trillen of heien van de damplank. Hoe lager de damplank ingebracht wordt, hoe geringer de zettingen aan het maaiveld zijn.

Toegepaste damwandprofielen

Op basis van het DO zijn de damplanken uit Tabel 11.16 geselecteerd.

Tabel 11.16 Damwandprofielen

type	A [cm^2/D]	G [kg/m/D]	Iy [cm^4/D]	Wel,y [cm^3/D]	rg [cm/D]	O [m^2/m/D]
AZ18-700	194,9	153,0	52.920	2.520	16,50	1,86
AZ20-700	212,8	167,0	57.340	2.725	16,40	1,86
AZ26-700	262,1	205,7	83.610	3.635	17,86	1,93

OPMERKING 1:

Voor de staalkwaliteit van de damwandplanken wordt uitgegaan van S355.

OPMERKING 2:

Met ../D wordt bedoeld per dubbele plank. Een dubbele plank heeft een breedte van 1.400 mm.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Eigenschappen heimaterieel

Het uitgangspunt voor dit rapport is dat de damplanken van de nieuwe kadeconstructies trillend ingebracht worden. Er wordt hierbij uitgegaan van een hoogfrequent hydraulisch trilblok met variabel moment en met een slagkracht van 0 tot 1600 kN bij een toerental van 2300 toeren/min, bijvoorbeeld een "Dieseko PVE 2330 VM". Tabel 11.17 geeft een overzicht van de eigenschappen van het trilblok.

Tabel 11.17 Eigenschappen trilblok

Type trilblok	Dieseko PVE 2330 VM o.g.
Slagkracht F [kN]	1600
Frequentie [Hz]	38

11.4.2 Schade

Aanpak

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen directe en indirecte schade. Onder directe schade verstaat men de schade afkomstig door de trillingen afkomstig van het heien/trillen. Met de indirecte schade bedoelt men de schade afkomstig van de zettingen die ontstaan door het verdichten van de grond, afkomstig van het heien/trillen.

Directe schade – trillingen

Voor de omliggende constructies worden de grenswaardes, conform SBR-richtlijn A [19], bepaald voor de maximaal toelaatbare trillingsintensiteit. De geïdentificeerde grenswaarde wordt vervolgens getoetst aan de optredende trillingsintensiteit.

De trillingsprognose als gevolg van bouwwerkzaamheden is opgesteld aan de hand van een empirisch model dat wordt gegeven in CUR 166 deel 2 [14]. Hierbij zijn rekenwaarde voor bronsnelheden en dempingcoëfficiënten gegeven voor een zevental voor Nederland karakteristieke bodemprofielen.

In de SBR-richtlijn A [19] worden grenswaarden vastgesteld voor de maximaal toelaatbare trillingen, met als doel schade aan bouwwerken te voorkomen. Op basis van praktijkervaring wordt aangenomen dat er een acceptabel kleine kans (minder dan 1%) bestaat op schade aan bouwwerken en funderingen, indien de rekenwaarde van de topwaarde van de trillingssnelheid (V_d) lager is dan de rekenwaarde van de grenswaarde (V_r). De rekenwaarde van de grenswaarde Vr wordt bepaald aan de hand van de volgende variabelen:

a. de dominante frequentie;
b. de constructie van een bouwwerk (twee categorieën);
c. de bouwkundige staat van het bouwwerk (normaal of gevoelig);
d. de monumentale status van het bouwwerk;
e. het type trilling;
f. het type meting.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

a. Dominante frequentie

Voor de bepaling van de grenswaarde bij damwandtrillingen is uitgegaan van de maatgevende frequentie van het trilblok. Hoogfrequente trilblokken hebben doorgaans een frequentie tussen 35 en 40 Hz. Voor de berekeningen is een waarde van 38 Hz (2300 rpm) aangehouden (SBR-richtlijn A, tabel 10.8).

b. Constructie categorie

De bebouwing langs het traject wordt in gedeeld in gebouwcategorie 1 of 2 volgens onderstaande tabel:

Tabel 11.18 Constructie categorie

Categorie	Omschrijving
1	• Onderdelen van de draagconstructie, indien deze bestaan uit gewapend beton of hout. • Onderdelen van een bouwwerk die geen deel uitmaken van de draagconstructie (bijvoorbeeld scheidingsconstructies), indien deze bestaan uit gewapend beton of hout. • Draagconstructies van bouwwerken, geen gebouw zijnde, die bestaan uit metselwerk zoals pijlers van viaducten, kademuren en dergelijke.
2	• Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit metselwerk. • Onderdelen van een gebouw die niet tot de draagconstructie behoren, zoals scheidingsconstructies die bestaan uit niet-gewapend beton, metselwerk of uit brosse steenachtige materialen.

Er wordt aangenomen dat de constructies vervaardigd zijn uit (gewapend)beton en/of staal en daarom worden de gebouwen geclassificeerd als categorie 1 [19].

c. Bouwkundige staat

Tabel 11.19 Bouwkundige staat

Status	Omschrijving
Gevoelig	• Bouwwerken of onderdelen waarvan de sterkte is verminderd. • Bouwwerken of onderdelen waarin sprake is van extra initiële spanningen.
Normaal	• Bouwwerken of onderdelen waarvan de bouwkundige staat niet gevoelig is.

d. Monumentale status

Tabel 11.20 Monumentale status

Status	Omschrijving
Monument	Bouwwerken die van overheidswege een monumentale status zijn toegekend, zoals: • Rijksmonument; • Provinciaal monument; • Gemeentelijk monument.
Geen	Bouwwerken die geen monumentale status hebben.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Het is de verwachting dat de bouwwerken niet gevoelig zijn en geen monumentale status hebben. (γ_S = 1,7).

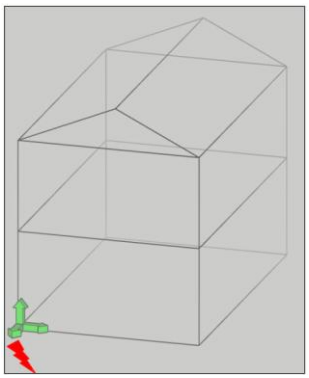
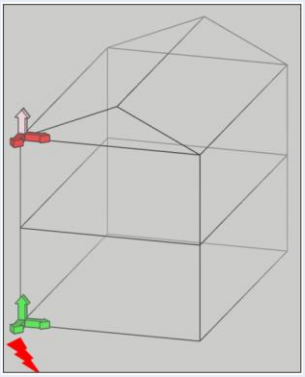
Uitzondering is de vloeistofdichte vloer op het terre[redacted]Menten Metaalrecycling. Deze betonvloer wordt geclassificeerd als een gevoelige constructie.

e. Type trilling

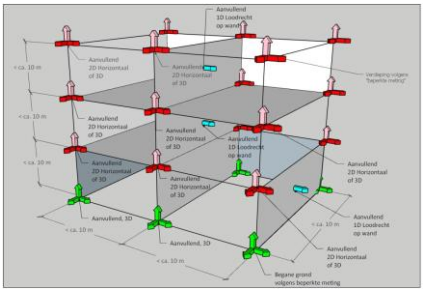
Bij het intrillen van damwanden wordt uitgegaan van trillingen met een continu karakter (SBR-richtlijn A, tabel 10.6)., (γ_t = 2,5).

f. Het type meting

Tabel 11.21 Toelichting type meting

Type meting	Omschrijving	Toelichting
Indicatief γ_v = 1,6	Bij een indicatieve meting wordt slechts in één meetpunt gemeten. Dit meetpunt komt overeen met het meetpunt op het begane grondniveau in een stijf punt van de draagconstructie en/of op de fundering. Het meetpunt wordt bovendien op de kortste afstand tot de bron gekozen. In het meetpunt wordt in verticale en in twee onderling loodrechte horizontale richtingen gemeten. De gekozen horizontale richtingen stemmen zoveel mogelijk overeen met de hoofdassen van het gebouw.	
Beperkt γ_v = 1,4	Bij een beperkte meting wordt ten minste in één meetpunt op het begane grondniveau en ten minste in één meetpunt op de hoogste verdieping van het gebouw gemeten, beide in een stijf punt van de draagconstructie. De meetpunten worden bovendien op de kortste afstand tot de bron gekozen. In het meetpunt op de begane grond wordt in verticale en in twee onderling loodrechte horizontale richtingen gemeten. In het meetpunt op de hoogste verdieping wordt in twee onderling loodrechte horizontale richtingen gemeten (het meetpunt op begane grondniveau komt overeen met het meetpunt voor de indicatieve meting). De gekozen horizontale richtingen stemmen zoveel mogelijk overeen met de hoofdassen van het gebouw. Voor de fundering geldt dat er twee meetpunten op de fundering worden aangebracht.	

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Uitgebreid γ_v = 1,2	Bij een uitgebreide meting dient in een groter aantal meetpunten te worden gemeten, dit in aanvulling op de meetpunten volgens de beperkte meting. Op welke plaatsen gemeten wordt, hangt af van het doel van de meting en van de situatie ter plaatse. Voor zettingen geldt dat minimaal 4 trillingsmeters op funderingsniveau moeten zijn aangebracht.	

De karakteristieke trilsnelheid wordt bepaald op basis van het type gebouw en de frequentie van de trillingen. Op basis van bovenstaande uitgangspunten zijn de grenswaarden vastgesteld op basis van de formule:

$$V_r = \frac{V_{kar}}{\gamma_t * \gamma_s}$$

Tabel 11.22 grenswaarde trillingen

	V_{grens} [mm/s]	
Bouwkundige staat	Niet gevoelig	Gevoelig
Indicatieve meting	8,5	5,0
Beperkte meting	9,7	5,7
Uitgebreide meting	13,6	8,0

Tabel 11.23 geeft per sectie een overzicht van de verschillende constructies in de omgeving en de afstand tot de in te brengen damwanden. Op basis van de eigenschappen is het mogelijk om de grenswaarden van ieder gebouw te bepalen als draagconstructie begane grond.

Tabel 11.23 Overzicht van constructies

Sectie	Constructie	Afstand [m]
1a/1b	Loods BESIX	35
2	Lab BESIX	25
3	Lab BESIX	25
4	Loods[redacted]ns	85
5	Opslagtank VARO Energy	25
3b1 (*)	Vloeistofdichte vloe[redacted]en	<5 m
3c	Loods Sif	25
3d	Geen bebouwing	-

(*) De afstand van de in te brengen damwanden tot de hallen boven de insteekhavens van Sif en de vloeistofdichte vloer v[redacted]ten is zeer klein (<5 m). De berekeningsmethode is voor deze gevallen niet goed bruikbaar.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Trillingsintensiteit

Om de optredende trillingsintensiteit te bepalen voor een bepaald gebouw, wordt er rekening gehouden met geometrische demping, materiaal demping en overdracht van de grond naar de constructie. De parameters die deze effecten beschrijven worden bepaald op basis het grondprofiel. Het type profiel wordt geselecteerd op basis van gelijkenissen tussen de geselecteerde sonderingen en de typen grondprofielen uit bijlage C van CUR 166 (6e herziene druk, deel 1 [13]). Hieruit lijkt het geoorloofd om het grondprofiel van Groningen [13] aan te nemen, wat tevens ook een conservatieve benadering is. De eigenschappen bijhorend bij dit profiel worden weergegeven in Tabel 11.24.

Tabel 11.24 Eigenschap grondprofiel (trillen-99% betrouwbaarheidsinterval)

Eigenschappen grondprofiel	
v_0	12 mm/s
c_{vel}	0,014 mm/s/kg
α (dempingsfactor	0

De optredende trillingen zijn berekend met de volgende formule:

$$v_{max} = v_{0,cor} * C_{0f}$$

C_{0f} is de 'trillingsoverdacht' coëfficiënt. Deze coëfficiënt neemt geometrische en materiaal demping in rekening alsook de demping door de overdracht van de grond naar een constructie. De formule wordt hieronder weergegeven.

$$C_{0f} = 0.7 * \sqrt{\frac{5}{r}} * \exp\left(-\alpha(r-5)\right)$$

Met:

- r afstand van de bron tot het gebouw [m]

$v_{0,cor}$ betreft de verwachtingswaarde van de bronsterkte en wordt bepaald met onderstaande formule (indien de slagkracht groter is dan 350 kN). Indien de slagkracht kleiner is, wordt de verwachtingswaarde van de bronsterkte gelijk genomen aan v_o.

$$v_{o,cor} = v_o + c_{vel} * (R - 350\ kN)$$

De parameters v_o, c_{vel} & α zijn afhankelijk van de grondgelaagdheid op de locatie van de werken. De grondprofielen worden weergegeven in CUR166. Voor de trillingen wordt een grondprofiel geselecteerd op basis van de sondering met de hoogste conusweerstanden. De waarden van de parameters worden besproken in volgende paragrafen en zijn gebaseerd op vakblad "Geotechniek, oktober 2014" [69].

De optredende trillingsintensiteit voor een specifieke constructie zijn per sectie berekend. Gezamenlijk met de kans op schade zijn de resultaten weergegeven in Bijlage 10.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.25 Overzicht resultaten trillingsanalyse

Sectie	Constructie	$V_{optredend}$ [mm/s]	Kans op schade		
			Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
1a/1b	Loods BESIX	7,8	**<1%**	<1%	<1%
2	Lab BESIX	9,23	**<2%**	<1%	<1%
3	Lab BESIX	9,23	**<2%**	<1%	<1%
4	Loods[redacted]ns	5,01	**<1%**	<1%	<1%
5	Opslagtank VARO Energy	9,23	**<2%**	<1%	<1%
3b1 (*)	Vloeistofdichte vloe[redacted]en	-	-	-	-
3c	Loods Sif	9,23	**<2%**	<1%	<1%
3d	Geen bebouwing	-	-	-	-

(*) De afstand van de in te brengen damwanden tot de vloeistofdichte vloer va[redacted]en is zeer klein. De theorie is voor deze gevallen niet bruikbaar.

De resultaten zijn toegelicht in Bijlage 10.

11.4.3 Conclusies op basis van de resultaten

Gebouwen BESIX en [redacted]s:

De gebouwen op de terreinen van BESIX en [redacted]s (sectie 1 t/m 4) bevinden zich over het algemeen op aanzienlijke afstand van de te installeren damwand, de loodsen van BESIX en [redacted]s meer dan tweemaal de lengte van het installatie traject. De prognose voldoet aan de criteria van de SBR-richtlijn A (toetsing schadekans belendingen), waarmee de kans op trillingsschade aan belendende panden klein wordt geacht (conform SBR-richtlijn A kleiner dan 2%).

De stijve onderdelen van de constructies hebben minder kans op schade dan de minder stijve onderdelen. Bij schade wordt eerder gedacht aan cosmetische schade (haarscheurtjes e.d.) en steenachtige afwerking zoals stucwerk en tegelwerk. Constructieve schade afkomstig van de trillingen wordt niet aannemelijk geacht.

Geadviseerd wordt om een trillingsarme inbrengmethode toe te passen (hoogfrequent trilblok) en indicatieve metingen uit te voeren bij de gebouwen van BESIX en [redacted]s in de nabijheid van secties 1 t/m 4.

Opslagtank VARO Energy

De opslagtanks van VARO Energy bevinden zich op aanzienlijke afstand van de te installeren damwand, circa 25 meter. De prognose voldoet aan de criteria van SBR-richtlijn A (toetsing op schadekans aan belendingen), waarmee de kans op trillingsschade aan omliggende panden als klein wordt ingeschat (volgens SBR-richtlijn A minder dan 2%). Geadviseerd wordt om indicatieve metingen uit te voeren bij de opslagtanks aan de noordzijde van het terrein.

Op het terrein van VARO Energy bevinden zich installaties waarvan de trillingsspecificaties onbekend zijn. Aangezien het een industriële omgeving betreft, wordt verwacht dat de grenswaarden voor trillingen relatief hoog liggen. Het is belangrijk dat vóór aanvang van de werkzaamheden een inventarisatie wordt gemaakt van de aanwezige installaties op het terrein van VARO Energy. Daarbij

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

moeten de trillingscriteria van deze installaties worden vastgesteld, zodat hiermee rekening kan worden gehouden in de monitoring en de keuze van het heimaterieel.

Vloeistofdichte vloe[redacted]en

[redacted] heeft zijn zorgen geuit over de mogelijke aantasting van de integriteit van de vloeistofdichte verharding als gevolg van het aanbrengen van de damwand en de daarmee gepaard gaande zettingen. Naar aanleiding van eerdere adviezen is besloten om een aanbrengmethode voor de damwand te hanteren die specifiek gericht is op het minimaliseren of geheel voorkomen van trillingen, om het risico op schade aan de verharding zoveel mogelijk te beperken. Concluderend wordt er gekozen om de damwand hier te drukken – al dan niet met fluïderen (trillingsvrij aanbrengen). Als dit niet uitvoerbaar blijkt, kan er ook nog voor worden gekozen om de damwand in een gegraven sleuf te plaatsen. Hier wordt afgeweken van de voorgestelde methode van het VKA.

11.4.4 Directe schade - trillingen

- **Gebouwen BESIX en [redacted]s**
  Bevinden zich op ruime afstand van de damwanden (meer dan twee keer de installatielengte). Kans op trillingsschade is klein (<2%, conform SBR-richtlijn A). Alleen lichte cosmetische schade mogelijk. Indicatieve metingen aanbevolen bij de gebouwen nabij secties 1 t/m 4.
- **Opslagtanks VARO Energy**
  Circa 25 meter van de werkzaamheden; kans op schade is klein. Wel is aanvullende inventarisatie van installaties noodzakelijk vanwege onbekende trillingsgevoeligheid. Trillingscriteria moeten vooraf worden vastgesteld en gemonitord.
- **Vloeistofdichte vloe[redacted]en**
  Zorg over mogelijke schade door zettingen en trillingen. Daarom is gekozen voor een trillingsvrije aanbrengmethode (drukken) om risico's te beperken.

11.5 Zettingen

11.5.1 Procedure

- Onderstaande stappen worden gevolgd om de kans op indirecte schade te bepalen:
  1) Oordelen of de fundering zettingsgevoelig is of niet
  2) Indien deze zettingsgevoelig is, bepalen grenswaarde (trillingssnelheid en trillingsversnelling)
  3) Toetsing optredende trillingssnelheid en trillingsversnelling met hun respectievelijke grenswaarden
  4) Indien één van de grenswaarden overschreden is, is de kans op schade groter dan 1 procent

De methodes Hergarden en Meijers worden toegepast om de zettingen afkomstig van het intrillen van damplanken in te schatten.

- Onderstaande stappen worden gevolgd voor het bepalen van de zettingen volgens de methode Hergarden:
  1) Bepalen van de grenswaarde van de versnelling waarvoor verdichting optreedt
  2) De relatieve dichtheid bepalen (conform Lunne of Baldi)
  3) De verdichting bepalen van de grond in de verdichtingssectie

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

4) Zettingen bepalen van een specifiek grondlaag
5) Invloedbreedte bepalen van de zetting van grondlaag
6) Sommatie zettingen van laagjes grond waarvan het punt in de invloedbreedte ligt

- Onderstaande stappen worden gevolgd voor het bepalen van de volumerek volgens de methode van Meijers. Voor de methode van Meijers wordt een module in D-sheet piling gebruikt.
    1) Het oplossen van de consolidatievergelijking om de wateroverspanningen te bepalen
    2) De wateroverspanningen worden gelinkt aan een plastische volumerek (ε_{vol}^{pl})
    3) Het plastisch volumerek dient als input om de percentuele verdichting te bepalen
    4) De percentuele verdichting wordt gebruikt om de zettingen te bepalen zoals beschreven in de methode van Hergarden

11.5.2 Zettingsgevoeligheid en grenswaarden

Tabel 11.26 geeft een overzicht indien er al dan niet een zettingsgevoelige fundering aanwezig is in de onmiddellijke omgeving van iedere sectie en bijhorende dikte van de zettingsgevoelige laag.

Tabel 11.26 Zettingsgevoelige fundering

Sectie [-]	Zettingsgevoelige fundering [-]	Dikte zettingsgevoelige laag [m]
Sectie 1a/b	Onbekend	1.1
Sectie 2	Onbekend	2.5
Sectie 3	Onbekend	4.4
Sectie 4	Onbekend	2.5
Sectie 5	Onbekend	2.5
Sectie ~~3c~~ 3b1	Onbekend & nee	2.5

Tabel 11.27 geeft een overzicht van de resultaten van de grenswaarden. Indien het niet bekend is als het een zettingsgevoelige fundering betreft, wordt veiligheidshalve de analyse uitgevoerd.

Tabel 11.27 Grenswaarde trillingssnelheid zettingsgevoelige fundering

Sectie [-]	C_D	V_{kar} [mm/s]	γ_s & γ_t	V_d [mm/s]
Sectie 1a/b	1.985	19.85	1 & 2	9.928
Sectie 2	1.786	17.86	1 & 2	8.928
Sectie 3	1.514	15.14	1 & 2	7.571
Sectie 4	1.785	17.85	1 & 2	8.928
Sectie 5	1.785	17.85	1 & 2	8.928
Sectie 3c	1.785	17.85	1.7 & 2	5.25

De grenswaarden worden vergeleken met de optredende trillingsintensiteit voor iedere constructie.

De grenswaarde voor de optredende versnelling moet niet meer uitgevoerd worden. De eis van de trillingsintensiteit is niet behaald voor alle secties.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Analyse zettingen Hergarden en Meijers

De zettingen als gevolg van het inbrengen van de damplanken worden geschat volgens de procedure beschreven in paragraaf 11.5.1. Om de resultaten overzichtelijk weer te geven, worden de maximale zetting en de invloedszone vermeld in Tabel 11.28. De invloedszone verwijst naar de afstand waarop geen meetbare invloed optreedt door het aanbrengen van de damplanken. Hierdoor kan snel worden beoordeeld of een constructie indirecte gevolgen ondervindt van het plaatsen van een damplank.

Uit de resultaten blijkt dat er bij een beperkt aantal constructies kans is op indirecte schade door zettingen. De volledige zettingscurve in functie van de afstand tot de damplank is opgenomen in bijlage 2. Bij de berekening van de zettingen is geen rekening gehouden met eventuele bestaande grondkerende constructies.

Tabel 11.28 Overzicht resultaten zettingen Hergarden en Meijers

sectie	sondering	Hergarden		Meijers	
		Maximale zetting [mm]	Invloeds-zone [m]	Maximale zetting [mm]	Invloeds-zone [m]
Sectie 1a/b	DM006	97.43	4	80.5	8
Sectie 2	DM011	80.62	5	62.5	5
Sectie 3	DM013	36.87	6	40	7
Sectie 4	CPT161026	56	5.5	85	6
Sectie 5	CPT161026	56	5.5	85	6

Op basis van de resultaten worden geen zones geïdentificeerd waar potentiële schade kan optreden. Er bevinden zich geen constructies binnen de invloedsectie.

Conclusie

De relevante constructies in de meeste secties bevinden zich buiten de invloedsectie van de zettingen.

11.5.3 Zettingen t.g.v. ophogen toegangsweg

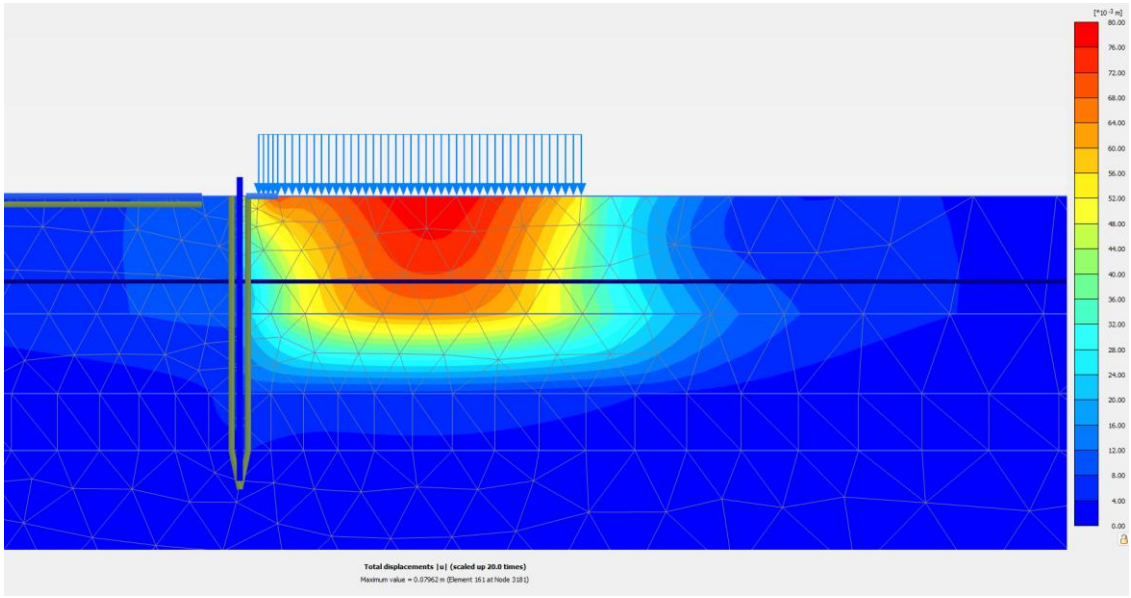
Op basis van de uit te voeren werkzaamheden, het installeren van de kerende wanden, is het niet de verwachting dat er zettingen optreden ter plaatse van bestaande constructies. Echter, het ophogen van de toegangsweg naar het perc[redacted]Kal[redacted]Bakker kan wel zettingen met zich meebrengen. Deze ophoging is ca. 2,0 m en is beoordeeld in Plaxis2D. Het materiaal model dat is gehanteerd is Hardening Soil. Hiertoe zijn de aanvullende grondparameters per grondlaag gehanteerd zoals vermeld in Tabel 6.2.

De ophoging van de weg wordt gemodelleerd over een breedte van 10 meter met een grootte van 36 kPa (2,0 m · 18 kN/m^3). De damwand AZ18-700 wordt eveneens gemodelleerd tot een aanzetpeil van NAP+13.0 m. Er is ook gekeken naar de zetting wanneer er geen damwand zou worden geplaatst. De betonnen vloer is tot slot gemodelleerd als plaat van 0,5 m dik met een buigstijfheid van 20 GPa (gescheurd beton).

Er vindt geen bemaling plaats.

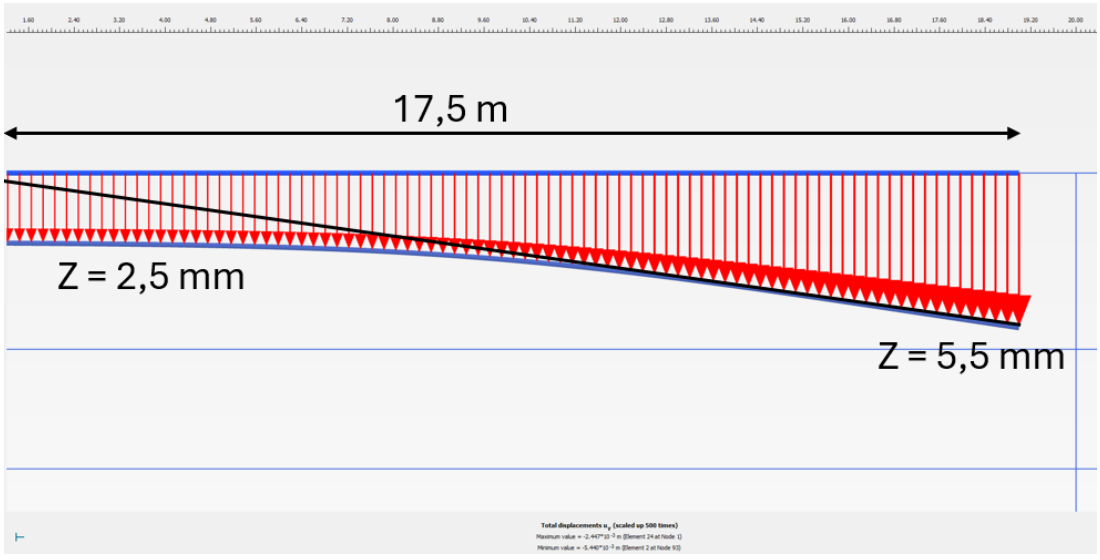
De zettingen die optreden en de hoekverdraaiing van de vloer is hieronder weergegeven.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)



Figuur 11.6 Zettingsprofiel t.h.v. toegangsweg landtong

De maximale zetting is ca. 8,0 cm direct onder de toegangsweg. Hier zitten geen kruipeffecten in van de zandige kleilaag 1C. Echter, de kruipeffecten zullen uniform zijn voor de gehele kleilaag, waardoor dit niet tot relatieve zettingen en/of hoekverdraaiingen (met schade) zal leiden. De hoekverdraaiing van de vloerplaat is hieronder weergegeven.

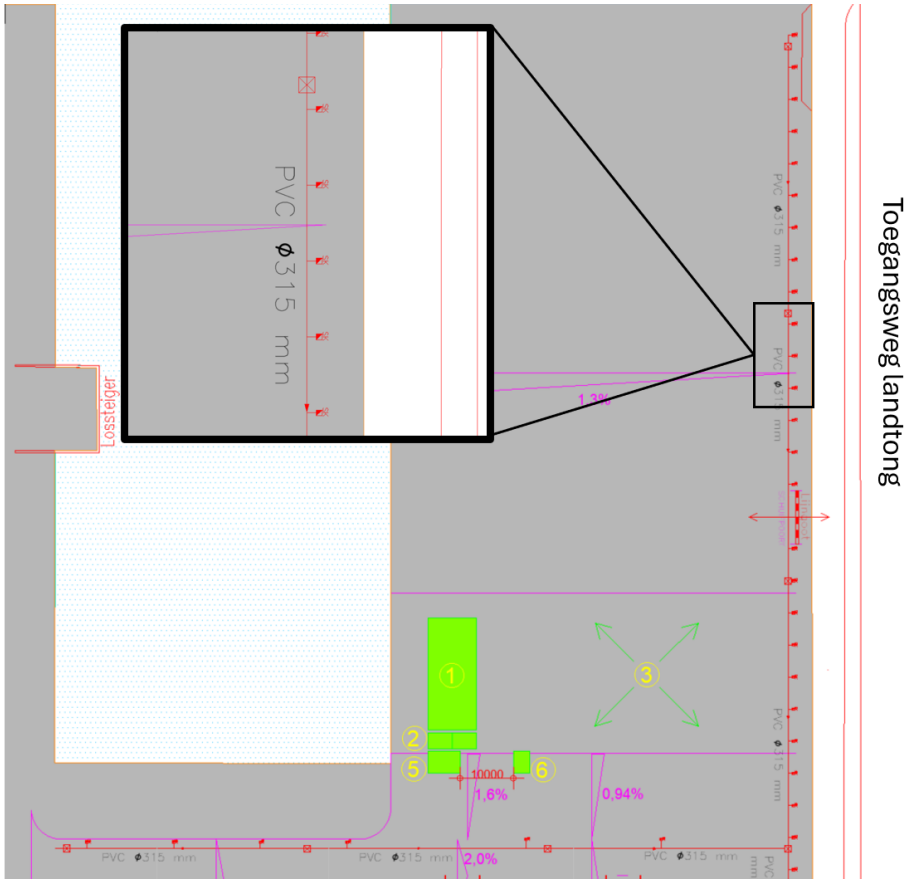


Figuur 11.7 Hoekverdraaiing van de vloerpl[redacted]ten t.g.v. zettingen ophoging toegangsweg

De maximale hoekverdraaiing in de vloerplaat is gelijk aan 5,5 mm / 17,5 m = 1 / 3180. Er zijn geen specifieke eisen voor de toegelaten hoekverdraaiing van de vloer opgegeven. Derhalve worden gangbare grenswaarden overgenomen uit de NEN 9997-1 Bijlage H (2). Hierin wordt vermeld dat de maximaal toegelaten relatieve rotatie van diverse constructies gelijk is aan 1:500 om een bruikbaarheidsgrenstoestand te voorkomen. Met een dergelijke bruikbaarheidsgrenstoestand wordt o.a. scheurvorming aan betonnen constructies bedoeld, waar hier sprake van zou kunnen zijn. Doordat de berekende hoekverdraaiing ruimschoots onder deze grenswaarde ligt, wordt er niet verwacht dat dat er schade aan de vloer v[redacted]ten zal optreden t.g.v. de zettingen in de toegangsweg.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Onder de bestaande legioblocken[redacted]enten bevindt zich eveneens een riolering PVC Ø315 met diverse aansluitingen via straatkolken. Zie onderstaande figuur:



Figuur 11.8 Riolering op terrei[redacted] – PVC Ø315

Deze riolering ligt aan de zuidzijde van de te realiseren damwand parallel aan de toegangsweg op de landtong. Deze zal ook mee zetten t.g.v. de ophoging van de toegangsweg en de zetting is in de orde grootte van enkele mm's. Dit wordt als verwaarloosbaar geacht. De riolering heeft geen impact op de zettingen van de vloeistofdichte vloer.

11.6 Trillingsarme en trillingsvrije installatie

Wanneer trillingshinder moet worden gemitigeerd (bijvoorbeeld bij BESIX in relatie met de trilling gevoeligheid van het lab) of volledig weggenomen (bijvoorbeeld bij sectie 3b1), zijn aanvullende maatregelen of alternatieve uitvoeringswijzen noodzakelijk. Als alternatief materieel wordt met name gedacht aan het hoogfrequent inbrengen (bij BESIX) of drukken van damwanden (Bij[redacted] Bij aanvullende maatregelen gaat het vooral om het verminderen van de grondweerstand tijdens installatie.

Dit laatste staat echter op gespannen voet met de functie van de funderingselementen in de gebruiksfase, omdat draagvermogen en stabiliteit hierdoor nadelig beïnvloed kunnen worden. Daarom worden de beheersmaatregelen vooral gezocht in:

- het verlagen van de spanning in de ondergrond;
- het vervangen van grond door een langzaam uithardend medium;
- het tijdelijk opheffen van weerstand door middel van fluïdatie.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Drukkend installeren van damwanden zonder aanvullende beheersmaatregelen is mogelijk niet overal haalbaar, gezien de aanwezigheid van grindlagen en de gemeten conusweerstanden. Ook het tussentijds wisselen van trillen naar drukken tijdens de uitvoering is weinig realistisch, omdat getrilde damwanden doorgaans met geklonken sloten worden geleverd om de heibaarheid te vergroten. Overschakelen naar drukken zou betekenen dat nieuwe, losse damwandprofielen besteld moeten worden.

Verlagen spanning in de ondergrond

Het verlagen van de spanning in de ondergrond is met het oog op draagvermogen en uitbuiging zeer complex. Door dit te doen worden de ontwerpcondities feitelijk verstoord, waardoor na installatie opnieuw normatief moet worden aangetoond welke draagkracht en vervormingen nog verantwoord zijn. Als vuistregel geldt dat het uitgenomen grondvolume niet groter mag zijn dan het ingebrachte volume, zodat de grondspanning na installatie van de elementen zoveel mogelijk behouden blijft.

De effectiviteit van deze maatregel is sterk afhankelijk van de kwaliteit van de uitvoering. Wanneer te veel materiaal wordt verwijderd (bijvoorbeeld door het koud trekken van de avegaar in plaats van woelen), ontstaan problemen bij de aantoonbaarheid van draagvermogen en vervormingen. Voor de hoogte van de ontgraving speelt dit aspect minder, maar in dit project biedt dat waarschijnlijk weinig voordeel, aangezien de hogere weerstand zich juist in de funderingslaag bevindt.

Het voorwoelen verhoogt de kosten, maar kan wel onafhankelijk van het intrillen worden uitgevoerd, mits dit vooraf gebeurt. Een bijkomende complicatie is dat de heilijn onder water begint, waardoor sturing en controle moeilijker worden. Vooral de controle op het daadwerkelijk uitgekomen grondvolume tijdens het voorboren is in de praktijk lastig uit te voeren.

Voorboren

Om het hierboven beschreven probleem te ondervangen, wordt soms gekozen voor voorboren met een langzaam uithardende mortel. De damwandelementen worden daarbij geplaatst in een bodemslag van zand vermengd met mortel. Bij het installeren van damplanken door middel van drukken zal dit naar verwachting noodzakelijk zijn; enkel woelen biedt dan onvoldoende resultaat.

Het gebruik van een dergelijke mortel brengt echter een uitvoeringsafhankelijkheid met zich mee: de planken moeten binnen vijf dagen na het aanbrengen van de mortel worden geïnstalleerd, om verlies van effectiviteit te voorkomen.

Fluïdatie

Het toepassen van fluïdatie kan effectief zijn om de benodigde slagkracht te reduceren of om drukken mogelijk te maken. Deze methode is echter niet te combineren met heien. Zowel drukkend als trillend installeren kan met waterinjectie worden uitgevoerd, waarbij wordt gewerkt met een hoge druk en een laag debiet om permanente bodemverstoring te voorkomen.

De kwaliteit van de uitvoering is hierbij cruciaal. Veelvoorkomende risico's zijn onder andere: verstopte nozzles doordat gestart wordt voordat de druk is opgebouwd, gebruik van een aanvoerslang in plaats van een aanvoerbuis, of een te lage injectiedruk. De voorzieningen voor fluïdatie moeten vooraf zijn aangebracht, omdat installatie op de bouwplaats te veel tijd kost. Het besluit om deze methode toe te passen moet daarom al vóór de uitvoering worden genomen.

De koppeling van de watertoevoer naar de plank verloopt relatief eenvoudig en snel, maar het aanbrengen van de injectievoorziening en de inzet van een pomp leiden wel tot hogere kosten.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

11.7 Hinder

11.7.1 Trillingshinder

Berekeningsprocedure en veronderstellingen

Door de SBR is een meet- en beoordelingsrichtlijn opgesteld voor het toetsen van hinder door trillingen in gebouwen SBR-richtlijn B [20]. Deze richtlijn beschrijft hoe, op basis van een gemeten trillingssignaal in een pand, de maximale gewogen voortschrijdende effectieve waarde ($V_{eff,max}$) kan worden berekend. Daarnaast wordt een gemiddeld trillingsniveau (V_{per}) bepaald als tweede toetsingsparameter. Dit gemiddelde trillingsniveau hangt af van de duur van de optredende trillingen tijdens de beoordelingsperiode: een langere blootstelling aan trillingen resulteert in een hogere V_{per}.

De SBR-richtlijn B beschrijft een toetsingsprocedure waarin zowel $V_{eff,max}$ als V_{per} worden beoordeeld. Eerst wordt de maximale effectieve snelheid $V_{eff,max}$ getoetst aan de onderste streefwaarde A1. Als $V_{eff,max}$ lager is dan A1, voldoet de situatie aan de richtlijn. Indien deze waarde hoger is, volgt een toetsing aan de bovenste streefwaarde A2. Daarnaast wordt V_{per} bepaald, het gemiddelde trillingsniveau. Alleen wanneer $V_{eff,max}$ lager is dan A2 én V_{per} lager is dan A3, wordt voldaan aan de SBR-richtlijn B.

Er is gekozen om hinder te toetsen aan de streefwaarden voor "continu of herhaald voorkomende trillingen gedurende uitsluitend de dagperiode (07:00-19:00) en over korte perioden (≤78 dagen)". Omdat er zich geen woningen in de directe omgeving bevinden en de werkzaamheden naar verwachting niet 's avonds of 's nachts plaatsvinden, is toetsing van hinder buiten de dagperiode niet relevant.

De bijbehorende streefwaarden volgens SBR-richtlijn deel B zijn weergegeven in Tabel 11.29.

Tabel 11.29 Streefwaarde hinder

Duur D van de activiteiten gedurende korte periode (<78 dagen)								
1 dag <=D			6dagen < D <= 26 dagen			26 dagen < D <= 78 dagen		
A1	A2	A3	A1	A2	A3	A1	A2	A3
0.8	6	0.4	0.4	6.0	0.3	0.3	6.0	0.2

Als uitgangspunt voor de analyse wordt de reeds uitgevoerde trillingsprognose als gevolg van het heien en het intrillen van palen en damwanden gebruikt. Hieruit volgen de topniveaus (V_{top}). Om te kunnen toetsen aan hinder volgens de SBR-richtlijn deel B zijn deze V_{top} niveaus omgerekend naar $V_{eff,max}$ en V_{per}.

Bepaling $V_{eff,max}$

Voor het berekenen van de $V_{eff,max}$ moet er rekening gehouden worden met de opslingering van de vloeren. Dit houdt in dat het trillingssignaal aan de fundering wordt versterkt in het pand door opslingering van een vloer. Hierbij dient de optredende trillingssnelheid (bepaald in de prognose) vermenigvuldigd te worden met de opslingeringsfactoren geadviseerd door de CUR-publicatie 166 [13] zie Tabel 11.30. De formule om $V_{eff,max}$ te bepalen wordt hieronder weergegeven (voor trillen). In de deze omrekening zit inbegrepen dat $V_{eff,max}$ een voortschrijdende effectieve waarde betreft, waarbij een frequentieweging is toegepast. De trillingen worden begroot conform een prognose. Hier zal gebruik gemaakt worden van een betrouwbaarheidsinterval van 50% voor de trillingen.

$$v_{eff,max} = 0.64 * v_{top} * C_{fc}$$

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.30 Opslingeringsfactoren

Oorzaak	Materiaal	C_{fc}
heien	beton	1,4
	hout	1,4
trillen	beton	1,8
	hout	2,7

Bepaling V_{per}

De tweede toetsingsparameter betreft het gemiddeld trillingsniveau (V_{per}). De duur en de frequentie van de optredende trilling over een beoordelingsperiode wordt hierin verwerkt. Indien $V_{eff,max}$ vaak voorkomt, zal V_{per} toenemen en vice versa. Er wordt in eerste instantie aangenomen dat bij het intrillen van een damplank slechts 50% van de duur effectief trillingen worden gegenereerd. In een dag met een bouwactiviteit van 12 uur, betekent dit dat er 6 uur effectief getrild wordt.

De bepaling van V_{per}:

$$v_{per} = v_{per,meet} * \sqrt{\frac{T_b}{T_0}}$$

$$v_{per,meet} = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^{n} v_{eff,max,30}^2}$$

Met:

- T_b totale tijdsduur trillingsbron
- T_0 Tijdsduur beoordelingsperiode
- $v_{per,meet}$ kwadratisch gemiddelde effectieve waarde van maxima over meetperiode
- $v_{eff,max,30}$ $v_{eff,max}$ over een periode van 30 seconden (hier gelijk aan $v_{eff,max}$)
- n aantal 30 seconden in meetperiode (hier aantal 30 sec binnen de dag periode)

Berekeningsresultaten

De resultaten voor de constructies die zich bevinden op een afstand van 5 en 10 meter worden in deze paragraaf weergegeven. Tabel 11.31 geeft een overzicht van de resultaten. De resultaten zijn groter dan A1 maar niet groter dan A2, waardoor V_{per} nog moet worden gecontroleerd.

Tabel 11.31 Berekening $V_{eff,max}$

	Afstand 5 meter	Afstand 10meter
v_{top} [mm/s]	4.4	3.11
$V_{eff,max}$ [mm/s]	5.068	3.58
UC t.o.v. A_2 [%]	84.48	59.73

De maximaal toelaatbare duur van de trillingen wordt iteratief bepaald conform de maximale waarde van A_3. Tabel 11.32 en Tabel 11.33 geven respectievelijk de maximale duur per dag van de trillingen voor een afstand van 5 en 10 meter.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Tabel 11.32 Maximale duur trillingen – 5 meter

	D <= 1 dag			6 dagen <D <= 26 dagen		
	A1	A2	A3	A1	A2	A3
Streefwaarden	0,8	6	0,4	0,4	6	0,3
Toelaatbare duur bouwactiviteit betonnen vloer	56 min			42 min		

Tabel 11.33 Maximale duur trillingen – 10 meter

	D <= 1 dag			6 dagen <D <= 26 dagen		
	A1	A2	A3	A1	A2	A3
Streefwaarden	0,8	6	0,4	0,4	6	0,3
Toelaatbare duur bouwactiviteit betonnen vloer	80.4 min			60 min		

Conclusies

De geprognosticeerde trillingen die kunnen ontstaan bij de voorgenomen bouwactiviteiten voldoen aan de maximale V_{max} (A2) eis uit de SBR-richtlijn deel B, welke de hinder voor personen evalueert. V_{per} is afhankelijk van hoelang en hoe frequent de trillingen oplopen. Hier werd aangenomen dat tijden het trillen $V_{eff,max}$ voortdurend aanwezig is bij het trillen. De maximale duur is bijgevolg itererend bepaald en een samenvattend overzicht wordt weergegeven in Tabel 11.34.

Tabel 11.34 samenvattend overzicht trillingshinder

	D <= 1 dag		6 dagen <D <= 26 dagen	
Afstand	5 meter	10 meter	5 meter	10 meter
Max duur [min]	56	80.4	42	60

Hieruit kan men besluiten dat dit moeilijk werkbaar is om de secties uit te voeren en te voldoen aan de eisen voor hinder. Hier kan worden gekozen om de uitvoeringen trillingsvrij uit te voeren of de eis voor trillingen versoepelen. Gezien het een havengebied betreft en geen bewoonde omgeving, wordt er voorgesteld om de eis te versoepelen. Daarnaast dient opgemerkt te worden dat er geen wooneenheden zijn in de onmiddellijke omgeving van de haven waardoor men kan opteren om de plaatsing uit te voeren buiten de werkuren. Hierdoor zijn er geen mensen aanwezig die hinder kunnen ondervinden van de uitvoering.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

11.7.2 Trillingsvrije installatie

De uitvoering kan met beheersmaatregelen aangepast worden waarmee trillingshinder weggenomen dan wel gereduceerd kan worden. Qua beheersmaatregelen gaan de gedachten uit naar voorboren, voorboren onder groutinjectie en fluïderen. Voor alle beheersmaatregelen geldt dat deze sterk kostprijsverhogend werken en de uitvoering complexer, gespecialiseerder maken alsook vertragen. Het afroepen van dergelijke maatregelen wordt op voorhand niet onmogelijk geacht, doch ook niet als proportioneel gezien, gegeven de geprognosticeerde schade kans en trillingshinder.

11.8 Kabels en leidingen rondom de waterkering

De beschouwing van de kabels en leidingen rondom de waterkering is weergegeven in §8.3.

11.9 Tijdelijke wegen

Voor de aanleg van tijdelijke wegen wordt verwezen naar de ontwerptekeningen in Bijlage 12.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

12 Verificatie Klant Eisen Specificatie

In het ontwerp zijn de gestelde KES-eisen systematisch geverifieerd en verwerkt. Het merendeel van de eisen is aantoonbaar geborgd in deze integrale ontwerpnota.

Eisen zijn onder meer geborgd door het uniform toepassen van verankerde damwanden en het vastleggen van de grondschematisaties en faalkansen. Ook zijn maatregelen getroffen voor duurzaamheid, erosiebestendigheid, inspecteerbaarheid, bereikbaarheid van kunstwerken en aansluiting op hoge gronden.

Voor enkele eisen geldt dat volledige naleving niet uitvoerbaar is; zo is functionele scheiding tussen waterkering en logistieke kades niet mogelijk vanwege de geïntegreerde functie, en zijn bij enkele secties beperkte afwijkingen toegestaan (bijv. beheerpad of dwarsprofielen).

Een deel van de eisen wordt in de uitvoeringsfase of het bestek verder uitgewerkt, zoals putten, markeringen en onderhoudsafspraken. In de meeste gevallen is de status positief beoordeeld, waarmee kan worden geconcludeerd dat de ontwerpuitwerking in overgrote mate voldoet aan de gestelde eisen, en dat uitzonderingen transparant zijn vastgelegd en afgestemd met het waterschap en betrokken partijen

De verificatie van de KES is weergegeven in Bijlage 13.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

13 Openstaande punten

In dit hoofdstuk zijn openstaande punten voor de vervolgfase vermeld.

13.1 Contract en aanbesteding

Port of Roermond heeft aangegeven de realisatie van de werken te willen aanbesteden en contracteren op basis van een RAW Bestek. Hieronder zijn enkele uitgangspunten voor dit bestek benoemd:

- RAW Bestek op basis van DO/VO;
- Niet verrekenbare posten voor verankerde damwandconstructies op basis van DO;
- Ontwerpvrijheid zelfborende ankers, ankerstoel en gording;
- Verrekenbare posten voor bagger- en grondwerk, etc.;
- EUR – posten voor putten, voorzieningen voor kabels en leidingen en overige ondersteunende puntobjecten op basis van VO en Bijlage met ontwerpeisen;
- Splitsen per Bedrijf (cluster);
- Deel 3 conform Moederbestek WL (aangevuld met Deel 3 reeds aanbestede bestek maatwerkkering).

Hieronder zijn enkele aandachtspunten opgenomen voor de contractfase:

- verifiëren of aannames ten aanzien van bouwterrein Aannemer kloppen;
- bestemming bepalen voor gebaggerd zand en waterbouwsteen. Hierbij rekening houden met kwaliteit van het materiaal en eventuele verontreiniging;
- eisen ten aanzien van tijdsdruk Aannemer. Welke versnellende maatregelen zijn onwenselijk (bijvoorbeeld 's nachts werken);

13.2 Uitvoering

13.2.1 Algemeen

- Er is in dit rapport een indicatie gegeven voor de verbinding tussen de gording en de damwand, zowel t.b.v. de horizontale als de verticale krachtsoverdracht (zie §7.9). Dit dient nader uitgewerkt te worden door de Aannemer inclusief ontwerp van de ankerstoel en de verticale oplegsteunen. Hiervoor zijn nu UNP-profielen aangenomen.
- De damwanden naastgelegen aan de haalpennen dienen te worden vastgelast over de lengte van bovenkant damwand tot aan peil gording/ankerkop, opdat de haalpenbelasting gespreid wordt over 2 dubbele planken (L = 2,8 m) in overeenstemming met §4.2..
- Er dient bij alle gebruikers te worden geïnformeerd of er nog extra kabels en leidingen aanwezig zijn in het terrein t.o.v. de hier besproken K&L.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

13.2.2 Sectie 1a, 1b, 2, 3 – BESIX

- T.b.v. de vereiste horizontale stijfheid op de gording tijdens de aanspanfase (incl. beproeven van de ankers) dient er al aangevuld te worden tot maaiveld aan actieve zijde alvorens de aanspanfase start. Er wordt wel pas aangevuld nadat de ankers zijn geïnstalleerd.
- Specifiek op sectie 3 voor de vereiste horizontale stijfheid op de gording tijdens de aanhaalfase (inclusief het testen van de ankers) is het noodzakelijk om aan de actieve zijde tot NAP+20,60m aan te vullen voordat de aanhaalfase begint.
- Voor sectie 1a, waar een nieuwe damwand wordt geïnstalleerd vóór de bestaande, wordt voorgesteld om de hoeveelheid grond die van de actieve zijde wordt afgegraven bij het verwijderen van de bestaande ankers, aan de passieve zijde te plaatsen om horizontale stabiliteit te bieden zodat de bestaande damwand niet grotendeels doorbuigt.
- In de omgeving zijn veel bestaande loodsen aanwezig. De gegevens van de fundering van deze bestaande loodsen zijn onbekend. Het vermoeden bestaat dat deze op staal zijn gefundeerd. Dit houdt in dat er een reëel risico bestaat op grote (verschil)zettingen met mogelijke schades als gevolg. Het wordt aangeraden een trilling predictie uit te voeren en gepaste maatregelen te nemen indien de verwachte trillingen/schades significant zijn. Dit dient te gebeuren in een vervolgfase als de uitvoeringsgegevens bekend zijn.
  Anderzijds bestaat de kans dat de bestaande loodsen op palen zijn gefundeerd. In dit geval is het risico aanwezig dat er clashes ontstaan tussen de nieuw aan te brengen verankering en de bestaande funderingspalen. Hier dient nader onderzoek naar te worden uitgevoerd.

13.2.3 Sectie 4 – [redacted]s

- De aangehouden belastingen uit Hoofdstuk 4 dienen te worden afgestemd met de gebruiker van de nieuwe logistieke kad[redacted]ns.
- De nieuwe steigerconstructie zoals voorzien voor de nieuwe logistieke [redacted]Koopmans dient nog nader te worden uitgewerkt. Een indicatie van het ontwerp is gepresenteerd in Bijlage 8.

13.2.4 Sectie 12 – Bestaande kade Sif

- Tijdens het baggeren tot NAP+12,75 m t.b.v. de aanleg bodembescherming dient er géén bovenbelasting op de kade aanwezig te zijn. Er dient met nauwkeurig mogelijk gebaggerd te worden, eventueel met aanvullende monitoring.
- De haalpenbelasting (200 kN) wordt gespreid over 2 dubbele planken (L= 2,52 m). Dit kan worden verantwoord indien de damwandsloten naastgelegen aan de haalpen zijn vast gelast over een afstand van bovenkant damwand tot aan de gording. Indien dit nog niet het geval is, moet dit worden toegepast.
  - De nieuwe logistieke kades in de Wi[redacted]rhaven hebben een haalpen capaciteit van 250 kN. Om een uniforme situatie in de gehele haven te realiseren, is het gewenst om de capaciteit t.h.v. sectie 12 ook op te schroeven naar 250 kN. Er is in deze nota gecontroleerd of de kadeconstructie in staat is dit op te nemen. Dat is niet het geval, waarbij de ankers te zwaar belast worden (U.C. = 1,07). Dit kan eventueel worden opgelost door meerdere damwandsloten vast te lassen, zodat de haalpen belasting over een grotere breedte wordt gespreid. Daarnaast moet de capaciteit van de haalpen zelf nog worden onderzocht, indien dit gewenst is.
- Er wordt geadviseerd om peilbuismetingen achter de kade van sectie 12 uit te voeren en zodoende de grondwaterstand continue of regelmatig te monitoren. Op deze wijze wordt er meer inzicht verkregen in de optredende grondwaterstanden, zodat er mogelijk ruimte in het ontwerp vrijkomt m.b.t. de strenge en maatgevende waterstandscenario's. Het waterstandscenario 'Val na MHW' is nu sterk maatgevend.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

13.2.5 Sectie 3b1, 3c, 3d – Kerende wanden

- De aangehouden belastingen uit Hoofdstuk 2 dienen te worden afgestemd met de gebruikers van de percelen [redacted] ten, Sif en Smurfit Westrock
- De damwanden t.h.v sectie 3b1 dienen trillingsarm te worden geïnstalleerd vanwege de aanwezigheid van de (kwetsbare) vloeistofdichte betonvlo[redacted]Menten. Er is o.b.v. NVAF/PSD-grafieken beoordeeld dat dit haalbaar is. Afhankelijk van de lokale grondslag moet er mogelijk worden voorgespoeld om de damwanden op diepte te krijgen.
- De damwanden t.h.v. sectie 3c en 3d kunnen op diepte worden getrild. Mogelijk dienen deze nog te worden voorgeboord. Een alternatief is dat de damwanden worden nageheid over de onderste meters. Een nauwkeurige hei-predictie moet nog uitwijzen of dit mogelijk is voor de AZ18-700 profielen.
- Om de primaire keringslijn te sluiten zonder de toegangsweg naar he[redacted]rei[redacted]e en Bakker af te sluiten met een keerwand, wordt de toegangsweg opgehoogd tot ca. NAP+22,6 m. De damwanden van sectie 3b1 en 3c sluiten hierop aan. Deze ophoging brengt zettingen met zich mee, die impact hebben op de vloeistofdichte vloer v[redacted]en. Er is nu o.b.v. algemene grenswaarden (NEN-9997-1 Bijlage H) geconcludeerd dat de hoekverdraaiing ruim onder de toegelaten grenswaarde blijft. Er moet nog worden geverifieerd bij [redacted] of er aanvullende eisen zijn m.b.t. de duurzaamheid van deze vloeistofdichte vloer.
- De riolering (vrij verval) over de landtong en de Mijnheerkensweg vormen een 'lek' in de primaire waterkeringslijn. Dit lek dient te worden gedicht m.b.v. putten en schuifaflaten conform het principe zoals getoond in §8.3.3. Dit principe dient nog nader te worden uitgewerkt.
- De (horizontaal) gestuurde boring dient voldoende ver onder de damwand van sectie 3d door te gaan, zodat er geen veiligheidsrisico's ontstaan conform de NEN 3651 (2020) [8]. Met name de waterleiding Ø160 – 4 bar vormt hiermee een veiligheidsrisico. Het ontwerp van de (horizontaal) gestuurde boring dient nog nader uitgewerkt te worden, in termen van het tracé en de uitvoeringswijze.
- De ophoging van de Mijnheerkensweg en de toegangsweg op de landtong worden voorzien van een damwand/kwelweg, dwars op de rijrichting. Om te voorkomen dat hier een abrupte drempel ontstaat t.g.v. verschilzettingen damwand – maaiveld, worden er stootplaten op de damwand opgelegd. Deze stootplaten dienen nog nader te worden gedimensioneerd n.a.v. de lokale verkeersintensiteit.

13.3 Ontwerp – sectie 12 bestaande kade Sif

Hier worden nog enkele aandachtspunten vermeld m.b.t. het ontwerp van sectie 12

Er wordt opgemerkt dat er veel onzekerheid bestaat over het werkelijke aanzetpeil van de damwand o.b.v. anekdotische informatie, leverantiebonnen en magnetometingen. Indien statistisch onderbouwd kan worden (o.b.v. EC7) dat het aanzetpeil dieper of gelijk is aan NAP+7.8 m (bovengrens magnetometingen), dan voldoet de kadeconstructie met een bodembescherming op NAP+12,5 m. Nu is een bovenpeil bodembescherming gelijk aan NAP+13.25 m aangehouden.

Daarnaast is er gekeken naar de optie tot een verlengde levensduur van 100 jaar. De conclusies hieruit zijn hieronder opgesomd:

1. De hoogte van de bestaande kade is ontoereikend en moet met 40 cm worden verhoogd tot NAP+22,4 m.
2. De structurele controle van de damwand voldoet nog net (U.C. = 0,96 STR). Nader onderzoek naar de staalkwaliteit en het werkelijk aanzetpeil kan hierin nog extra ruimte bieden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

3. Er wordt een significant risico onderkend in de structurele controle van de groutankers. De werking van de corrosiebescherming is hierin hoogst onzeker en gegeven de beperkte marge op het ontwerp (U.C. = 1,00) kan een levensduur van 100 jaar veel risico's met zich meebrengen.

Aanvullend onderzoek naar de optredende (grond)waterstanden – scenario's kan hier ook soelaas bieden.

- Zoals reeds vermeld in Hoofdstuk 5 - §5.4.3 - is er een redelijke onzekerheid over het aanzetpeil van de damwand. Het besteksontwerp geeft aan dat dit NAP+8.8 m is, de leverantiebonnen duiden grotendeels op een aanzetpeil dieper dan of gelijk aan NAP+7.0 m. Tot slot is er een tweetal magnetometingen uitgevoerd met aanzetpeilen NAP+7.8 m en NAP+6.9 m. In voorliggende rapportage is de herberekening uitgevoerd op NAP+8.8 m omdat dit een conservatieve inschatting is. Het wordt aangeraden om extra magnetometingen uit te voeren ter verificatie van dit aanzetpeil, zodat er mogelijk optimaler gerekend kan worden.
- De ankers voldoen in de maatgevende controle met een unity check van 1,00. Hierbij is geen rekening gehouden corrosie, omdat de ankers van een dubbele corrosiebescherming zijn voorzien. Het wordt opgemerkt dat dit een onzekerheid en risico is in de controle, aangezien dergelijke corrosiebeschermingen gevoelig kunnen zijn (geweest) voor schade tijdens de uitvoering.
- Er wordt aangenomen dat de gording (incl. verbinding en ankerstoel) voldoet, aangezien de ankerkracht P_{max} nauwelijks toeneemt t.o.v. het besteksontwerp.
- Ditzelfde geldt voor de bestaande wrijfstijlen/-gordingen en overig kademeubilair. Het wordt aangeraden om de staat van diverse onderdelen middels visuele inspectie in kaart te brengen. Indien nodig kunnen deze onderdelen worden vervangen.
- De aangehouden belastingen uit Hoofdstuk 2 dienen te worden afgestemd met de gebruiker van de logistieke kade; Sif. Met name de 'belastingbeperking' van 27 kPa over de 1^{e} 10 meter uit de kade dient goed gecommuniceerd te worden.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

14 Referenties

Normen en richtlijnen

[1] NEN-EN 1990: Eurocode 0 – Grondslag van het constructief ontwerp.
[2] NEN-EN 1991: Eurocode 1 – Belastingen op constructies.
[3] NEN-EN 1992: Eurocode 2 – Ontwerp en berekening van betonconstructies.
[4] NEN-EN 1993: Eurocode 3 – Ontwerp en berekening van staalconstructies.
[5] NEN-EN 1997: Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp.
[6] NEN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies.
[7] NEN-EN 206: Beton - Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit.
[8] NEN 3651:2020 Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken
[9] NEN 8005:2017 Nederlandse invulling van NEN-EN 206.
[10] NEN-EN 12063 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Damwanden.
[11] NEN 8700 Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen.
[12] NEN 8707 Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeur – Geotechnische constructies.
[13] CURNET, juli 2012, Damwandconstructies, CUR-publicatie 166, 6e herziene druk, deel 1.
[14] CURNET, juli 2012, Damwandconstructies, CUR-publicatie 166, 6e herziene druk, deel 2.
[15] Grontmij, 2007, CUR C126 - Update handboek Damwanden, Achtergrondrapport 7.2.G: Invloed zakkende grond op ankerstangen + toevoeging uit CUR 166 errata d.d. 12 maart 2007.
[16] Rijkswaterstaat, december 2021, RTD 1001 Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken, versie 2.0.
[17] Rijkswaterstaat, juli 2020, Richtlijnen Vaarwegen 2020.
[18] SBRCURnet, 2014, QuayWalls, Second Edition, CUR-publicatie 211.
[19] SBRCURnet, 2017 SBR richtlijn A Schade aan bouwwerken
[20] SBRCURnet, 2006 SBR trillingsrichtlijn B Hinder voor personen in gebouwen
[21] SBRCURnet, 2006 SBR trillingsrichtlijn C Storing aan trillingsgevoelige apparatuur
[22] SBRCURnet Commissie 1694., 2017. Handboek hei- en trilbaarheid van palen en damwanden. SBRCURnet.
[23] NVAF-PSD, 2002. Schadevrij installeren van stalen damwanden in Nederland
[24] PIANC (2015). Guidelines for protecting berthing structures from scour caused by ships (MarCom Working Group 180). Pianc.
[25] OI2014v4, 2017, Rijkswaterstaat. Handreiking ontwerpen met overstromingskansen
[26] WBI2017, Rijkswaterstaat. Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 – Bijlage III Sterkte en veiligheid.
[27] WOWK, 2018, Rijkswaterstaat. Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie.
[28] POVM Langsconstructies, 2020, POV Macrostabiliteit. H4 veiligheidsbenadering.

Projectdocumenten

[29] Waterschap Limburg, november 2020, IO.DR76.26.023 Handleiding ten behoeve van het ontwerp van damwanden welke dienen als waterkering nabi[redacted]haven te Roermond, IO.DR76.26.023-1.0-1-Rp-Handleiding damwandontwerp.
[30] Waterschap Limburg, oktober 2021, IO.DR76.26.021 Ontwerpnota planfase normtraject 76-2 Roermond[redacted]en 1.0-2.
[31] Gemeente Roermond, april 2017, Beheerplan havens en waterpartijen 2017 – 2026.
[32] Waterschap Limburg, november 2021, PP.DR76.26.010 Ontwerp-Projectplan Waterwet dijkversterking Roermond.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

[33] W+B, Arcadis. 2019. Restlevensduur damwandconstructie VARO Energy – [redacted]n als waterkering
[34] W+B, Arcadis. 2019. Restlevensduur damwandconstructie VARO Energy – (Bijlage A)
[35] WSP, januari 2023, Hoogte kering integraalplan, doc.nr. BIKR-04-N-006, versie 1.
[36] WSP, februari 2023, Bepaling constructiediepte nieuwe kaden, doc.nr. BIKR-04-N-006, versie 1.
[37] 072920031, 'Bouwrijp maken Landtong Willem-Alexander: Details kademuur', Arcadis, 30-10-2007
[38] 07186-r-001, "Landtong Willem-Alexanderhaven te Roermond: Berekening permanente groutankers", Acécon, 22-11-2007
[39] 07186-r-003, "Landtong Willem-Alexanderhaven te Roermond Fase 2 (zijde Mijnheerkenshaven: Berekening permanente groutankers", Acécon, 11-01-2008
[40] VKA, 2020. IO.DR76.26.001-1.0-1-Me-Aangepaste faalkansbegroting Roermond Willem [redacted]n
[41] CB.34.004 Interpretatie verdiepend geotechnisch onderzoek Nieuw-Bergen, Steyl, Belfeld, Beesel, Buggenum, Roermond en Heel – HWBP Noordelijke Maasvallei. 02-02-2021. Versienummer 1.0-1. Kenmerk (SP) 737

Onderzoeken en metingen

[42] IGL, mei 2025, Port of Roermond; Bodemhoogten multibeam
[43] Conex, maart 2010, Controlesonderingen thv bouwplan a/d Mijnheerkensweg [K-1260] te Roermond, CXA071.10.
[44] Conex, september 2009, Sonderingen bouwplan a/d Mijnheerkensweg te Roermond, CX23509.
[45] [redacted], mei 1976, Bodemonderzoek Mijnheerkensweg, 5259.
[46] Fugro, februari 2020, Nieuwbouw rollenopslag aan de Mijnheerkensweg 18 te Roermond, 9019-158966.
[47] Geoconsult, juni 2007, Nieuwbouw hal 10 en 11 op het Sif-terrein aan de Mijnheerkensweg 33 te Roermond, GB- 30099.
[48] Geoconsult, september 2002, Nieuwbouw hal 9 met kraanbaan op Sif-terrein aan de Mijnheerkensweg in d[redacted]ven gemeente Roermond, GG-5070.
[49] IGF, maart 1984, Uitbreiding Sif B.V. aan de Mijnheerkensweg te Roermond, 84071.
[50] Inpijn-Blokpoel, augustus 2011, Nieuwbouw kunstmestopslag, kantoren en betonmixer te Roermond, 02P000399- 01.
[51] Inpijn-Blokpoel, november 2011, Nieuwbouw opslagloods voor zout op terr[redacted]akker aan de Lisbonnehaven te Roermond, 02P000399-02.
[52] Inpijn-Blokpoel, februari 2012, Nieuwbouw opslagloods op terr[redacted]akker aan de Lisbonnehaven te Roermond, 02P000399-04.
[53] Inpijn-Blokpoel, juli 2012, Nieuwbouw opslagloods op terr[redacted]akker aan de Lisbonnehaven te Roermond, 02P000399-05.
[54] Inpijn-Blokpoel, juli 2013, Nieuwbouw opslagloods (fase II) op terr[redacted]akker aan de Lisbonnehaven te Roermond, 02P000399-06.
[55] Inpijn-Blokpoel, maart 2013, Nieuwbouw Blok Jazz City aan de Schipperswal in BP [redacted]n te Roermond, 02P003261.
[56] Inpijn-Blokpoel, februari 2014, Verzwaring hal 6 (5735) van Sif aan de Mijnheerkensweg te Roermond, 02P004116- 01.
[57] Inpijn-Blokpoel, januari 2014, Verzwaring voorzijde hal 9 en 10 (5609) aan de Mijnheerkensweg te Roermond, 02P004149-01.
[58] Inpijn-Blokpoel, oktober 2014, Nieuwbouw bedrijfspand Sif op landtong aan de Mijnheerkensweg te Roermond, 02P005243.
[59] Inpijn-Blokpoel, november 2014, Kadeverbeteri[redacted]ven te Roermond, 02P005413.

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

[60] Inpijn-Blokpoel, september 2015, Nieuwbouw kantoor Sif op locatie Kasdorp aan de Mijnheerkensweg te Roermond, 02P006543.
[61] Inpijn-Blokpoel, juni 2001, Bebouwing aan de Mijnheerkensweg te Roermond, VG4027.
[62] Inpijn-Blokpoel, april 2023, BIZ-kaden en HWK Roermond - Willem-Alexanderhaven te Roermond, 22ZP1423-RG-01.

Overige documenten en referenties

[63] Rijkswaterstaat, https://waterinfo.rws.nl/.
[64] "DSM AHN4", Actueel Hoogtebestand Nederland, (22-09-2022) https://ahn.arcgisonline.nl/ahnviewer/
[65] Van Splunder Funderingstechniek bv., 1998. Damwand en combiwandproef A73 Swalmen, eindrapport revisie 2.
[66] Fugro Ingenieursbureau B.V., 2002. Combiwandproef A73 Roermond, resultaten (Rapport M-0894/003, versie 2). Fugro Ingenieursbureau B.V.
[67] Hei- en trilbaarheid palen en damwanden. Geotechniek, 19 (Special Issue) (2015), Geotechniekdag.
[68] Meijers, P., 2017, Settlement during vibratory sheet piling, Proefschrift TU Delft.
[69] Rijneveld, B., Snethlage, A.J., 2014: Aanscherpen trillingsprognoses met nauwkeuriger bepaalde veiligheidsfactoren. Geotechniek 2014, nr. 4, p37
[70] Port of Rotterdam, juni 2016, Bodembescherming belast door schroefstralen, Rekenmethodiek Port of Rotterdam versie 1.0

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlages

Bijlage 1 Berekening Hoogte kering integraalplan

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 2 Geo-constructieve berekeningen

Bijlage 2.a Toetsing D-Sheet piling Sectie 1a

Bijlage 2.b Toetsing D-Sheet piling Sectie 1a

Bijlage 2.c Toetsing D-Sheet piling Sectie 2

Bijlage 2.d Toetsing D-Sheet piling Sectie 3

Bijlage 2.e Toetsing D-Sheet piling Sectie 4

Bijlage 2.f Toetsing D-Sheet piling Sectie 3b1

Bijlage 2.g Toetsing D-Sheet piling Sectie 3c

Bijlage 2.h Toetsing Plaxis2D Sectie 12

Bijlage 2.i Toetsing D-Sheet piling sectie 3d

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 3 Constructieve toetsing damwand profiel

Bijlage 3.a Toetsing damwand profiel Sectie 1a

Bijlage 3.b Toetsing damwand profiel Sectie 1a

Bijlage 3.c Toetsing damwand profiel Sectie 2

Bijlage 3.d Toetsing damwand profiel Sectie 3

Bijlage 3.e Toetsing damwand profiel Sectie 4

Bijlage 3.f Toetsing damwand profiel Sectie 5

Bijlage 3.g Toetsing damwand profiel Sectie 3b1

Bijlage 3.h Toetsing damwand profiel sectie 3c

Bijlage 3.i Toetsing damwand profiel Sectie 12

Bijlage 3.j Toetsing damwand profiel sectie 3d

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 4 Verankering

Bijlage 4.a Toetsing verankering Sectie 1a

Bijlage 4.b Toetsing verankering Sectie 1b

Bijlage 4.c Toetsing verankering Sectie 2

Bijlage 4.d Toetsing verankering Sectie 3

Bijlage 4.e Toetsing verankering Sectie 4

Bijlage 4.f Toetsing verankering Sectie 5

Bijlage 4.g Toetsing verankering Sectie 12

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 5 Toetsing gording

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 6 Berekeningen bodembescherming

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 7 Zakkende grond analyse op ankers

Bijlage 7.a Zakkende grond op ankers logistieke kades

Bijlage 7.b Zakkende grond ankers kerend wand talud

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 8 Ontwerp steiger[redacted]ns

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 9 Geohydrologische analyse

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 10 Zakkings- en trillingsanalyse

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 11 Verkeersadvies

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 12 Ontwerptekeningen

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 13 Verificatie KES

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 14 Onderzoeken

Bijlage 14.a Geotechnische gegevens

Bijlage 14.b Bodempeilingen

Bijlage 14.c OOO (explosieven)

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 15 Ontwerpdocumenten VARO (VKA)

Bijlage 15.a IO.DR76.26.021_1251_Alexanderhaven_Varo Energy

Bijlage 15.b Restlevensduur damwandconstructie Varo Energy – [redacted]n als waterkering

Bijlage 15.c Notitie damwand tussen dijkvak 6 en 7

Bijlage 15.d IO.DR76.26.003-1.0-1-Rp Validatie damwand 7 [redacted]n

Bijlage 15.e Variantenstudie blusinstallatie in primaire waterkering te Roermor[redacted]ven

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)

Bijlage 16 Beheertekening kadebelastingenp

CONFIDENTIALITY: Public (unrestricted)