

DO Waterbouwkundige onderdelen

Watergang en waterkering (oeverbescherming)

Project	:	Brug 2030 "Wim Noordhoekkade" te Amsterdam
Projectnummer	:	17094
Opdrachtgever	:	Boskalis Nederland Postbus 4234 3600 AE Rotterdam
Ontwerpende partij	:	Ingenieursbureau Boorsma BV
Projectleider	:	ing. K. Kooistra
Opgesteld door	:	ir. T. Hoekstra
Vestiging	:	Drachten
Datum	:	27-09-2017 1.0 31-10-2017 2.0 7-12-2017 3.0

Bouwtechniek

Constructies

Bouwfysica

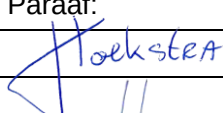
Waterbouwkunde

Infrastructuur

Bouwmanagement

Milieu

Geologie

	Naam:	Datum:	Paraaf:
Opgesteld:	ir. T. Hoekstra	7-12-2017	
Gecontroleerd:	ing. K. Kooistra	7-12-2017	

q:\2017\17094\60 ontwerp\910 waterbouwkundig\17094-wa-gw-ber-910-3.0.docx

Hoofdvesting
G. Sondermanstraat 2
9203 PV Drachten

Postbus 647
9200 AP Drachten

T +31 (0) 512 580 300
F +31 (0) 512 525 296

E drachten@boorsma-consultants.nl

Nevenvestiging
Hardwareweg 7F
3821 BL Amersfoort

Postbus 2505
3800 GB Amersfoort

T +31 (0) 33 456 02 22
F +31 (0) 33 456 05 75

E amersfoort@boorsma-consultants.nl

Nevenvestiging
Lohberg 10a
49716 Meppen (D)

T +49 (0) 5931 9986 220
E meppen@boorsma-consultants.nl

Alle opdrachten worden aanvaard en uitgevoerd overeenkomstig de "De Nieuwe Regeling 2011 (DNR 2011) - Rechtsverhouding opdrachtgever - architect, ingenieur en adviseur", gedeponneerd ter griffie van de Rechtbank te Amsterdam, met dien verstande dat aan ons de vrijheid voorbehouden blijft om een geschil in afwijking van de DNR 2011 in eerste instantie voor te leggen aan de gewone rechter, bevoegd ter plaatse van onze hoofdvesting. De DNR 2011 ligt ter inzage ten kantore van Ingenieursbureau Boorsma BV. Ingenieursbureau Boorsma BV is een handelsnaam van B.V. Ingenieursbureau Ir. K. Boorsma

Nevenvestiging
Gillès de Pélichylei 65
2970 Schilde (B)

T +32 (0) 3 290 8797
E schilde@boorsma-consultants.nl

IBAN NL47RAB0309081076
BIC RABONL2U
KvK 01042375
BTW NL.00.39.38.682.B.01

W www.boorsma-consultants.nl

NLINGENIEURS



Inhoudsopgave

1.	Inleiding	5
1.1.	Projectomschrijving	5
1.2.	Leeswijzer	5
1.3.	Scope voorliggend rapport	5
1.4.	Gebruikte documenten	6
1.5.	Wijzigingen ten opzichte van vorige versies	7
2.	Oplossingsontwerp	8
2.1.	Algemene ontwerpaspecten	8
2.1.1.	Bodemdiepte	8
2.1.2.	Waterveiligheid van de tijdelijke en permanente waterkering	8
2.1.3.	Belastingen	9
2.1.4.	Doorlatenheid bekleding	9
2.1.5.	Bemaling in de uitvoering en toepassing wiepenrooster	10
2.1.6.	Levensduur, duurzaamheid en onderhoud aan de waterkering	10
2.2.	Aansluiting oeverbescherming op landhoofdconstructies	11
2.3.	Aansluiting bodembescherming op de fundatiepalen	14
2.4.	Aansluiting oeverbescherming op de Benno Premselabrug	15
2.5.	Aansluiting dekzerk – basalt	17
2.6.	Beschermingsmateriaal van het tijdelijk talud	18
2.7.	Aansluiting op de bestaande waterkering	18
2.8.	Aansluiting tussen basaltzuilen en waterbouwsteen	20
Bijlage 1.	GEOPEX PP60/60L (WG60L) + vlies PECT 170	22
Bijlage 2.	Schadeberekening	23
Bijlage 3.	Stabiliteit onder stroming en golfaanval	25
B3.1.1.	Toetsing stabiliteit materiaal op talud onder golfaanval	25
B3.1.2.	Toetsing stabiliteit bodemmateriaal rondom steigerpaal (hoogwatersituatie)	25
B3.1.3.	Toetsing stabiliteit breuksteen op talud (hoogwater situatie)	26
B3.1.4.	Optredende stroomsnelheid	27
Bijlage 4.	Toetsing schuifweerstand op talud	28
Bijlage 5.	Bepaling ijsbelasting	29
B5.1.	Ijsbelasting en invloed van taluds	29
B5.2.	Ijsbelasting op breuksteenbekleding	31
B5.3.	Ijsbelasting op betonconstructie van het landhoofd	31
Bijlage 6.	Bepaling hydraulische belastingen op het landhoofd	33

Bijlage 7. Damwandberekening	38
B7.1. Samenvatting.....	38
B7.2. Schematisering van de constructie en de belastingen	38
B7.3. Uitvoer TS/Damwanden	39
Bijlage 8. Toetsverslag op versie 1.0	52

REVISIE BEHEER

Rev.	Status/Aanpassingen	Auteur(s)	Datum
0.1	Interne werkversie	TH	31-08-2017
0.2	Concept versie Boskalis	TH	01-09-2017
0.3	Ter beoordeling Waternet	TH	05-09-2017
1.0	Definitief	TH	27-09-2017
2.0	Definitief (naar aanleiding van opmerkingen & overleg opdrachtgever)	TH	31-10-2017
3.0	Definitief (naar aanleiding van opmerkingen m.b.t. overgangsconstructie §2.8)	TH	7-12-2017

1. Inleiding

1.1. Projectomschrijving

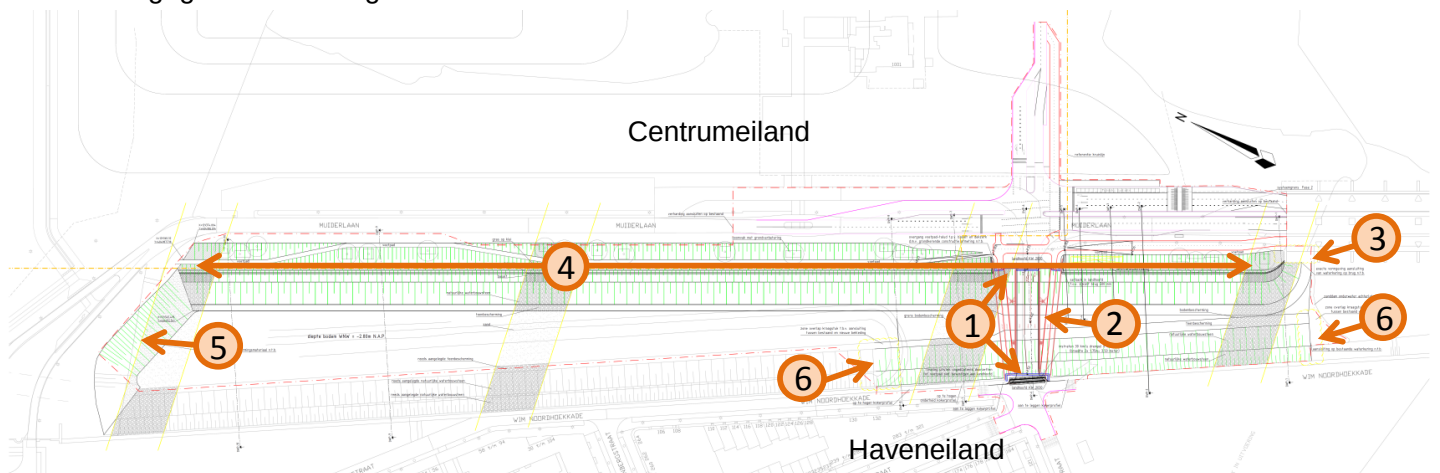
Voor de projectomschrijving en uitgangspunten wordt naar de Nota van Uitgangspunten (17094-NVU-001) verwezen.

1.2. Leeswijzer

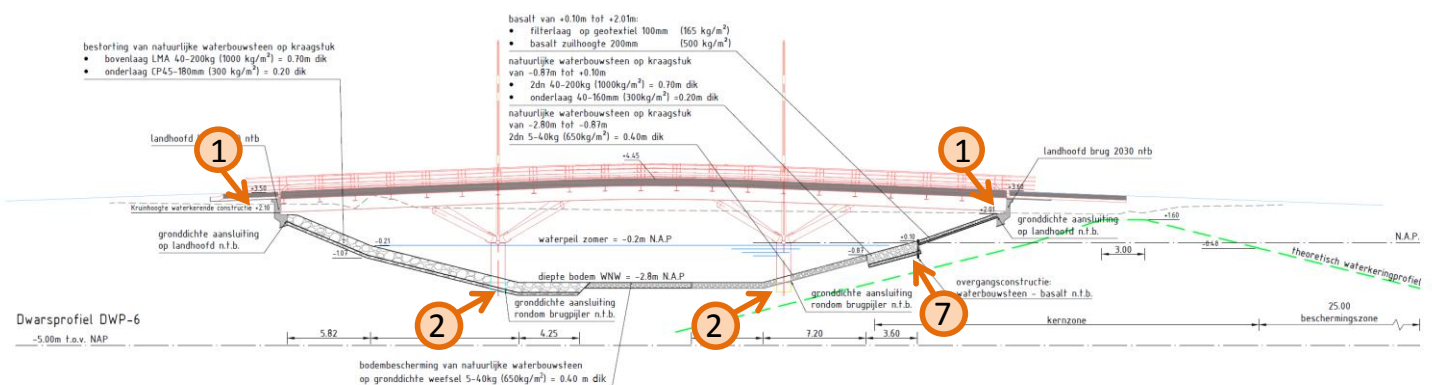
Dit rapport bevat het definitief ontwerp van de waterbouwkundige onderdelen. De scope van dit rapport en de inhoud wordt onderstaand toegelicht.

1.3. Scope voorliggend rapport

In onderstaand tekeningfragment is door middel van nummers aangegeven op welke locaties de in dit DO behandelde onderdelen zich bevinden. Dit betreft tenminste de onderdelen waarvan op tekening 26622-RO-01 is aangegeven dat deze door opdrachtnemer nader uitgewerkt moeten worden. Op deze manier wordt met de voorliggende ontwerpnota invulling gegeven aan het gestelde in eis SES-295.



figuur 1-1: Overzicht onderdelen van het DO Waterbouwkundige onderdelen (fragment van tekening 26622-RO-01)



- b. Landhoofd in waterkering (zie §2.1.2, B5.3, Bijlage 6, Bijlage 7, en DO Brug)
2. Aansluiting bodembescherming op de fundatiepalen (zie §2.3).
 3. Aansluiting van de oeverbescherming op de Benno Premselabrug (zie §2.4).
 4. Detaillering van de aansluiting dekzerk – basalt (zie §2.5).
 5. Beschermingsmateriaal van het tijdelijk talud (zie §2.6).
 6. Aansluiting op de bestaande waterkering (zie §2.7).
 7. Aansluiting tussen basaltzuilen en waterbouwsteen (zie §2.8).

1.4. Gebruikte documenten

Contractdocumenten

- Basisovereenkomst - Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade
- Vraagspecificatie Eisen Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, versie 3 d.d. 05 mei 2017 Inclusief de bijlage 1 t/m 3
- Vraagspecificatie Proces Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, versie 3 d.d. 05 mei 2017
- Annex I t/m XIX bij Vraagspecificatie, versie 3 d.d. 05 mei 2017
- 1e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 23 januari 2017
- 2^e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 31 januari 2017
- 3^e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 10 februari 2017
- 4^e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 17 februari 2017
- 5^e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 01 maart 2017
- 6^e Nota van inlichtingen; Contract AI 2016-165; Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade, d.d. 05 mei 2017

Projectreferenties

- Overzichttekening 26622-RO-01 (16-02-2017)
(Bijlage 2 Ontwerp waterkering en weginfra Boven aanzicht.pdf)
- Dwarsprofielen 26622-Ro-02 (16-02-2017)
(Bijlage 2 Ontwerp waterkering en weginfra Dwarsdoorsneden.pdf)
- 25-11-2016 Referentieontwerp wk Wim Noordhoekkade.pdf
- Nota van uitgangspunten (NVU) 17094-001 in de actuele versie
- Boskalis Nederland B.V. - Plan van Aanpak minimalisatie onderhoudsinspanningen.pdf
- 25-11-2016 Referentieontwerp wk Wim Noordhoekkade.pdf
- 24-11-2016 Referentieontwerp watergang en waterkeringen Wim Noordhoekkade (191506)
- 1 Keur Keurbesluit en Beleidsregels.pdf (2011)
- Svašek Hydraulics, Onderzoek waterstroming en bodemerosie Wim Noordhoekkade IJburg, 12 april 2016.

Overige geraadpleegde documenten

- CUR 161 Filters in de waterbouw
- CUR 174 Geokunststoffen in de waterbouw
- CUR 192 Breuksteen in de praktijk

- Deel 1 Productie, verwerking en kwaliteitszorg
 - Deel 2 Dimensionering van constructies in binnenwateren
- Deltares Handreiking Dijkbekledingen Deel 4: Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual
- CUR/CIRIA C683 The Rock Manual. Manual on the use of rock in hydraulic engineering
- Ontwerprichtlijn geokunststoffen onder steenbekleding (HZ University of Applied Sciences 2012)
- IJsvorming langs de Betuweroute, KNMI publicatie 216, april 2007

1.5. Wijzigingen ten opzichte van vorige versies

In versie 2.0 zijn alle opmerkingen vanuit het toetsverslag van 18 oktober 2017 op versie 1.0 verwerkt. Zie Bijlage 8.

2. Oplossingsontwerp

In dit hoofdstuk wordt het oplossingsontwerp van de waterkering toegelicht. Eerst worden de voor alle details in algemene zin van toepassing zijnde eisen vermeld. In de volgende paragrafen wordt voor elk van de benoemde details het ontwerp toegelicht. De toelichting omvat de voor het ontwerp bepalende overwegingen alsmede de invulling van de van toepassing zijnde eisen.

2.1. Algemene ontwerpaspecten

Op basis van de vraagspecificatie, keur, en het referentieontwerp is in het ontwerp onder meer rekening gehouden met de volgende ontwerpaspecten.

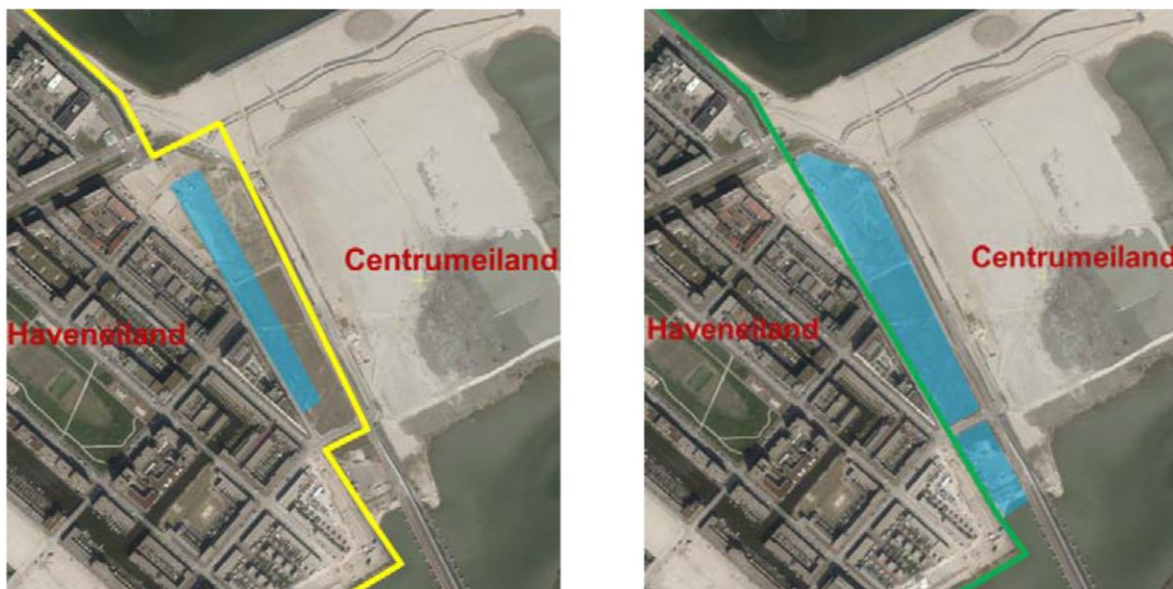
2.1.1. Bodemdiepte

In overeenstemming met eis SES-006 ligt de bodem van de watergang, inclusief bodembekleding op een diepte van NAP -2,8 m.

2.1.2. Waterveiligheid van de tijdelijke en permanente waterkering

De tijdelijke waterkeringen bieden dezelfde waterkerende veiligheid als de definitieve waterkeringen (conform eis SES-143 en eis SES-166). De tijdelijke en permanente waterkeringen en waterkerende objecten hebben de functie van een primaire waterkering volgens het Keurbesluit en de Beleidsregels uit de Keur 2011.

Onderstaande figuur vanuit het referentieontwerp maakt duidelijk dat de oeverbescherming aan de zijde van Haveneiland de nieuwe primaire waterkering zal worden.



figuur 2-1: Ligging primaire waterkering van Haveneiland-Oost; links de situatie tot start fase 2 en rechts de situatie na voltooiing van fase 2 (tracé weergegeven in geel in linker figuur en in groen in rechter figuur)

Conform SES-180 borgt de primaire waterkering Centrumeiland de waterstaatkundige veiligheid van centrumeiland volgens de normering gebaseerd op overstromingskansen en veiligheidsfilosofie, welke vanaf 1-1-2017 vigerend is in Nederland (Waterwet). De primaire waterkering haveneiland borgt de waterstaatkundige veiligheid van Haveneiland volgens de normen gebaseerd op de overschrijdingskansen conform de oude normering en

veiligheidsfilosofie voor 1-1-2017. Het verschil zit hem onder andere in de hydraulische randvoorwaarden met betrekking tot het ontwerp van de landhoofden (zie 2.1.3). Concreet betekenen deze eisen verder dat taludhellingen en taludbekledingen worden uitgevoerd conform de referentieontwerpen waarvan de veiligheid (voor (macro)instabiliteit en andere faalmechanismen) al is aangetoond. In de detaillering van het ontwerp wordt rekening gehouden met alle afgeleide eisen die de veiligheid van de detaillering borgen. Deze eisen zijn hierboven en in het vervolg van dit rapport vermeld en benoemd. De functie van de primaire waterkering rondom Haveneiland blijft conform eis SES-179 te allen tijde in stand. In verband daarmee maakt het landhoofd van brug 2030 aan de zijde van Haveneiland deel uit van de primaire waterkering van het Haveneiland (SES-171).

Tijdelijke keringen worden pas verwijderd na aanleg van de permanente kering.

Binnen het beoordelingsprofiel van de waterkering Centrumeiland zijn ook geen “niet waterkerende objecten” gesitueerd (eis SES-145).

2.1.3. Belastingen

De ontwikkelde oplossingen voldoen aan eis SES-007 waar staat dat de waterkering onder maatgevende omstandigheden stabiel dient te zijn en bestand tegen golfslag, ijsbelasting en overige hydraulische belastingen.

Voor de landhoofden van brug 2030 zijn specifiek de volgende hydraulische randvoorwaarden van toepassing:

Zijde Haveneiland (SES-242):

- Maatgevende waterstand IJmeer: NAP +1,36 m
- Ontwerpgolfhoogte (methode van Goda): 1,00 m
- Golfperiode: 2,3 s
- Golflengte L_d (methode van Goda): 8,30 m
- Maatgevende grondwaterstand: NAP +0,35 m
- IJsvorming (SES-172)

Zijde Centrumeiland (SES-243):

- Maatgevende waterstand IJmeer: NAP +1,10 m
- Ontwerpgolfhoogte (methode van Goda): 0,90 m
- Golfperiode: 2,31 s
- Golflengte L_d (methode van Goda): 8,33 m
- Maatgevende grondwaterstand: NAP +0,35 m
- IJsvorming (SES-172)

Conform eis SES-144 is de hoogte van het waterkerende deel van het landhoofd van brug 2030 op het Haveneiland (waterkerende constructie) gelijk aan NAP +2,10 m.

2.1.4. Doorlatenheid bekleding

De bekleding van de waterkeringen heeft een waterdoorlatendheid die gelijk is aan of groter is dan de waterdoorlatendheid van het achterliggende grondlichaam (eis SES-170). In verband hiermee is ook eis SES-237 van belang waar staat dat het weefseldoek ten behoeve van het

kraagstuk een zanddichtheid O90 heeft ($350 \mu\text{m}$) een dikte van $0,8 \text{ mm}$ en permitiviteit van $0,4 \text{ s}^{-1}$. Daarnaast wordt ook de volgende informatie vanuit het referentieontwerp vermeld (pagina 19) *“De watergang Wim Noordhoekskade wordt gegraven in het ophoogzand, wat is gebruikt bij de aanleg van Haveneiland en Centruemeiland. Het te ontgraven materiaal bestaat geheel uit zand met een korreldiameter ($d_{50} = 240 \mu\text{m}$)”*.

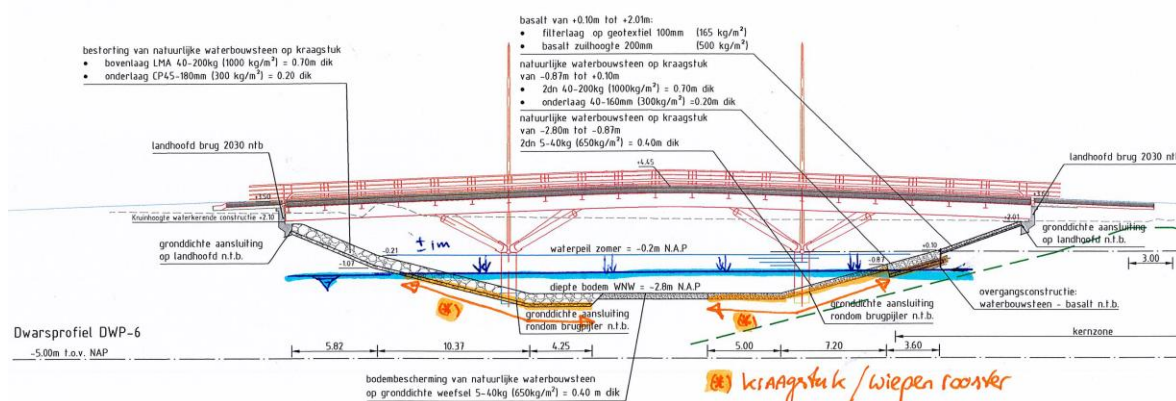
Van het toegepaste composiet geotextiel (zie Bijlage 1) is het volgende bekend:

- Zanddichtheid O90 = $65 \mu\text{m}$
- Permittiviteit $\psi = 0,4 \text{ s}^{-1}$
- Dikte $d = 2,1 \text{ mm}$

De doorlatendheid k kan als volgt worden berekend: $k = \psi \cdot d = 0,4 \cdot 2,1 = 0,00084 \text{ m/s} = 73 \text{ m/d}$. Hoewel de vereiste doorlatendheid $0,4 \cdot 0,8 = 0,00032 \text{ m/s} = 28 \text{ m/d}$ bedraagt is het gekozen doek alsnog zeer goed doorlatend te noemen. De doorlatendheid van het doek is groter dan de doorlatendheid van het zand. De vermelde korreldiameter van het zand is een gemiddelde korrelafmeting. Deze heeft een goede doorlatendheid die lager is dan de doorlatendheid van het geotextiel. Het doorlatend zijn van het geotextiel is van cruciaal belang voor het voorkomen van overdrukken. In combinatie met de gronddichtheid wordt een filter verkregen dat waterdoorlatend is en ervoor zorgt dat het basismateriaal niet uitspoelt. De zanddichtheid O90 van $65 \mu\text{m}$ past beter bij de gemiddelde korrelafmeting van het zand dan de in de eis vermelde $350 \mu\text{m}$.

2.1.5. Bemaling in de uitvoering en toepassing wiepenrooster

De aanleg van de taludbekleding zal gefaseerd plaats vinden. In verband met de aanleg zal bronbemaling worden toegepast waarmee de waterstand tijdelijk met minimaal 1 meter wordt verlaagd. Wiepenroosters worden alleen toegepast op taluds die tijdens aanleg onder water staan (oranje gemarkeerde delen in onderstaande figuur). Dit is beter vanuit het oogpunt van beheer en onderhoud (uitgroei). In overleg met opdrachtgever is hier overeenstemming over bereikt.



figuur 2-2: Toepassing wiepenrooster

2.1.6. Levensduur, duurzaamheid en onderhoud aan de waterkering

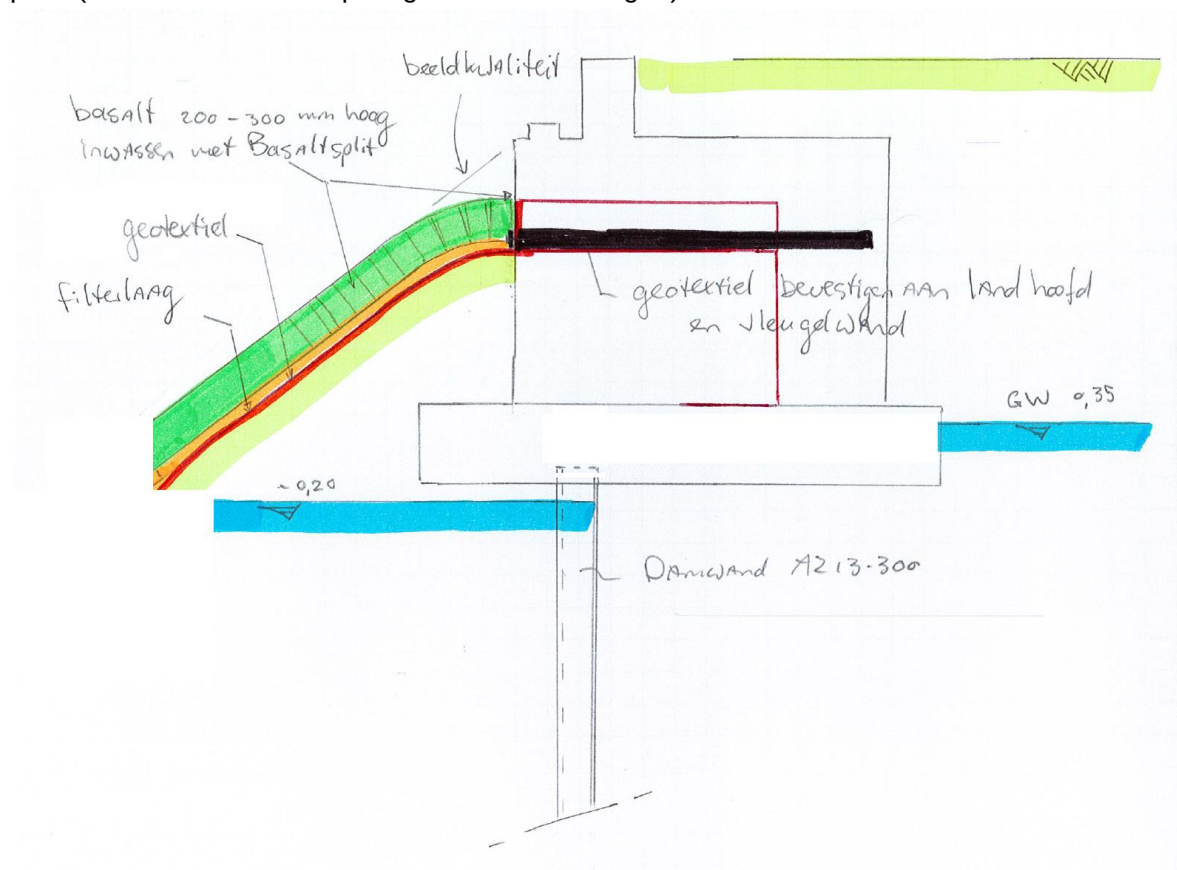
De levensduur van de waterkeringen bedraagt ten minste 50 jaar conform eis SES-174. De waterkeringen zijn zodanig te worden ontworpen en gerealiseerd dat geen buitengewoon onderhoud nodig is gedurende de levensduur (zie de Keur). Conform SES-159 is in de ontwikkelde oplossingen rekening gehouden met een gelijkmatige zetting van 30 cm over een periode van 50 jaar. Conform eis SES-136 worden in de bekleding van het onderwatertalud

tussen NAP -0,1 m en NAP-1,0 m stenen toegepast in de sortering 40-200 kg. Verder zijn de eisen met betrekking tot de duurzaamheid van bouwstoffen (eis SES-083) in de voorgestelde ontwerp oplossingen verwerkt. Toegepaste materialen van de brug zijn

- duurzaam en kunnen niet rotten;
- UV-bestendig;
- ongevoelig voor schimmels;
- niet onderhevig aan corrosie;
- geheel vlamdovend;
- kleurvast.

2.2. Aansluiting oeverbescherming op landhoofdconstructies

In onderstaande schets is het ontwerp weergegeven van de aansluiting oeverbescherming op de landhoofdconstructies. (De damwand wordt alleen voorzien aan Haveneiland-zijde). Het ontwerp is gebaseerd op de in het Plan van Aanpak van opdrachtnemer gedane toezeggingen. Het geotextiel is mechanisch verbonden met het landhoofd door middel van een met boorankers op het landhoofd bevestigde kunststof lat. Het doek wordt voorzien van een plooï (in verband met het opvangen van restzettingen).



figuur -3: Aansluiting waterkering op landhoofdconstructie

Onderstaand wordt het ontwerp toegelicht met betrekking tot de aspecten grondichtheid, sterkte en duurzaamheid.

Grond dichtheid

Conform eis SES-161 dient de aansluiting tussen de brug en waterkeringen boven en onder water grond dicht te zijn. In de toelichting is vermeld dat in het ontwerp van de aansluiting maatregelen genomen dienen te worden om het risico op gronduitspoeling onder of langs de landhoofden te beheersen. De grond dichtheid voor onderloopsheid (stroming vanaf grondwaterpeil richting het water in de gracht) wordt door middel van een damwand gegarandeerd. Het geotextiel wordt tegen het landhoofd opgezet tot boven grondwaterpeil. Daarnaast is in het Plan van Aanpak aangegeven dat het geotextiel aan het landhoofd bevestigd wordt. Hiermee is er ook sprake van een grond dicht ontwerp voor wat regenwater vanaf het maaiveld betreft.

Zoals in eis SES-160 is aangegeven dient de bekleding van het buitentalud van de waterkeringen onder de brug (voor de landhoofden) te worden doorgetrokken. Dit is het geval. De ruimte tussen de basaltzuilen en de het landhoofd wordt gevuld met basalt split. Hiermee wordt ook de kunststof gording en het geotextiel afgedekt.

Sterkte

Conform eis SES-237 is gekozen voor een geotextiel met de volgende eigenschappen (belangrijkste):

- Treksterkte: minimaal 60 kN/m in ketting- en inslagrichting
- Dikte: 0,9 mm
- Rek bij breuk in langs en dwarsrichting: 15/10%
- Bestandheid tegen statische doordrukkracht: 7 kN
- Bestandheid tegen dynamische perforatie. Bij kegelvalproef gatgrootte < 8 mm.

Het geotextiel wordt door middel van een kunststof gording en boorankers op het landhoofd bevestigd. De benodigde afmetingen van deze gording en de maatvoering van de boorankers worden in het UO verder uitgewerkt.

Duurzaamheid

Het geotextiel en de kunststof gording worden niet blootgesteld aan schadelijke UV straling doordat het geheel wordt afgedekt met basalt split. Als alternatief is het ook mogelijk hiervoor kalksteen toe te passen. Dit zal worden afgestemd met de opdrachtgever en/of beheerder. In overeenstemming met eis SES-083 is geen hout toegepast. De toegepaste soort kunststof is geheel vlamdovend en kleurvast. Kunststof kan niet rotten, is ongevoelig voor schimmels en niet onderhevig aan corrosie.

Tonrondte van een basaltzetting

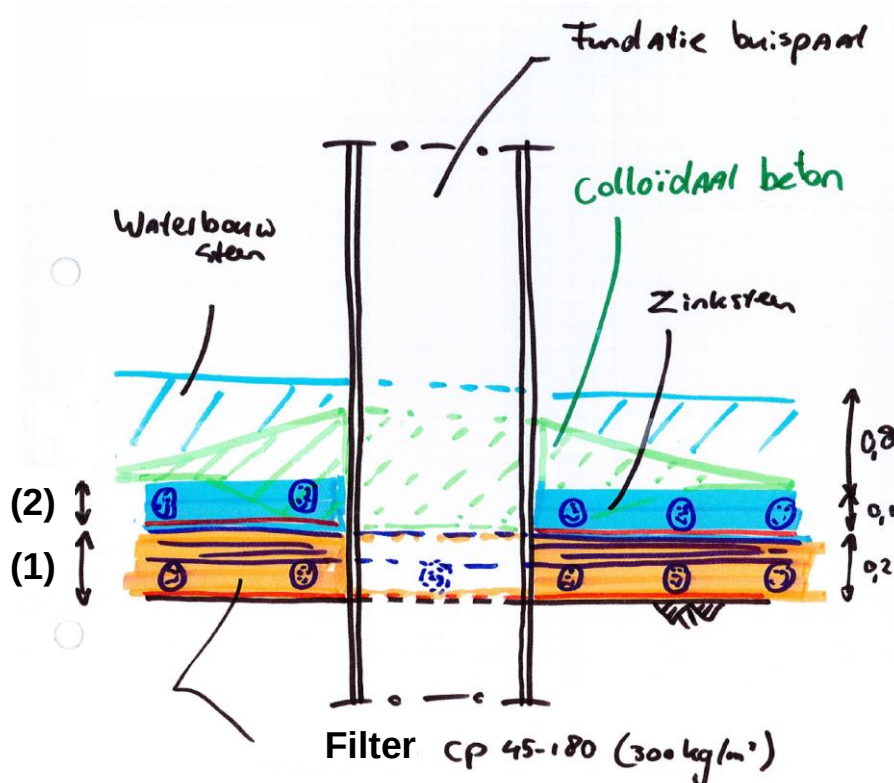
Ten opzichte van het referentieontwerp wordt een enigszins gewijzigde aansluiting van de basalt op het landhoofd voorgesteld. Het is beter de basalt door middel van 'tonrondte' recht tegen het landhoofd aan te zetten. Hiermee wordt voorkomen dat een grote spleet moet worden opgevuld welke bij eventuele restzettingen later weer open gaat staan. Beter is dat bij eventuele restzettingen de basaltzuilen recht langs het landhoofd zakken. Zie onderstaande foto voor een gebruikelijke manier van zetten



figuur 2-4: Verticale basaltzuil aan bovenzijde

2.3. Aansluiting bodembescherming op de fundatiepalen.

Conform eis SES-246 dient de aansluiting tussen de bekleding op de bodem van de watergang met de fundering van de brug (onder water) grond dicht uitgevoerd te worden. In verband hiermee worden aangepaste zinkstukken gemaakt waarin een uitsparing is voorzien voor de fundatiepalen. De zinkstukken overlappen elkaar rondom de sparings. Daarnaast wordt rondom de palen een afdichting op het zinkstuk gemaakt met colloïdaal beton.



figuur 2-5: Doorsnede ter plaatse van fundatiepaal

In de figuur is te zien dat zinkstuk 1 wordt geplaatst voordat zinkstuk 2 geplaatst wordt. De flappen met uitsparing voor de fundatiepaal van zinkstuk 2 missen de randwiepen. Zodoende is er in de overlap sprake van 3 wiepen op elkaar. Zinkstuk 1 wordt in eerste instantie alleen bestort met de filterlaag. Na het afzinken van zinkstuk 2 wordt colloïdaal beton rondom de paal gestort. Daarna wordt de steenbestorting afgestort met de 40-200 kg sortering aan de zijde van haveneiland en 5-40 kg sortering aan de zijde van centrumeiland.

Grond dichtheid

De grond dichtheid wordt gegarandeerd door middel van een geotextiel (zie 2.1.4). Ter plaatse van de palen is sprake van ruime sparings in de zinkstukken. Hier wordt de zinksteen, geotextiel en wiepenrooster aan elkaar 'gekit' door middel van colloïdaal beton. Het toe te passen mengsel en de benodigde hoeveelheden worden in het uitvoeringsontwerp bepaald.

Sterkte en duurzaamheid

De duurzaamheid van de betonkegel rondom de paal voor eventuele zettingen wordt niet als een probleem gezien. Naar verwachting zullen de restzettingen in het midden van gracht meevallen. Eventuele zettingen onder de kegel worden opgevuld door de stenen in de bestorting rondom de kegel.

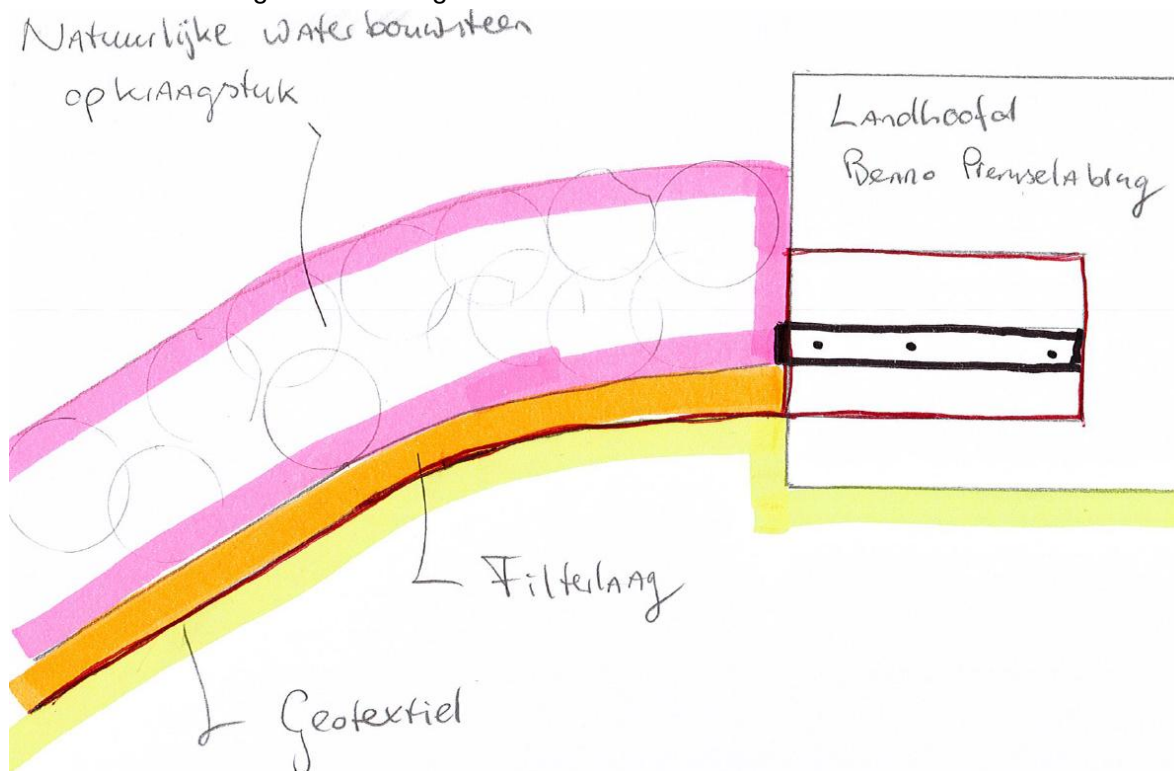
2.4. Aansluiting oeverbescherming op de Benno Premselabrug

In onderstaande afbeelding is de situatie ter plaatse van het landhoofd van de Benno Premselabrug te zien.



figuur 2-6: Situatie ter plaatse van landhoofd Benno Premselabrug

In aansluiting op het beeldkwaliteitsplan zal de zandoever van de waterkering worden vervangen door een breuksteen taludbekleding. De aansluiting van de waterkering op de Benno Premselabrug zal er als volgt uit komen te zien:



figuur 2-7: Aansluiting breuksteen taludbekleding op landhoofd Benno Premselabrug

Sterkte

De sterkte van de toegepast geotextiel voldoet aan de gestelde eis. Vanwege de flauwe taludhellingen zullen geen trekkrachten in de geotextiel ontstaan welke verankerd moeten worden.

Duurzaamheid

Na egaliseren van het talud wordt de geotextiel circa 20 cm opgezet tegen het landhoofd, en mechanisch met het landhoofd verbonden (zoals ook bij het landhoofd van brug 2030 wordt gedaan, zie paragraaf 2.2). Hiermee ontstaat ook voor afvoer van (hemel)water over het maaiveld een grond dicht (opgesloten) pakket. In het geotextiel wordt een plooï aangebracht waarmee voldoende overlengte ontstaat om eventuele restzettingen op te kunnen vangen.

Het geotextiel wordt tegen UV straling beschermd door de fijne breuksteen sortering welke tussen in de breuksteen naast het landhoofd gestrooid wordt. Tevens blijven de ruimtes in de breuksteen laag zo gevuld bij eventuele zettingen.

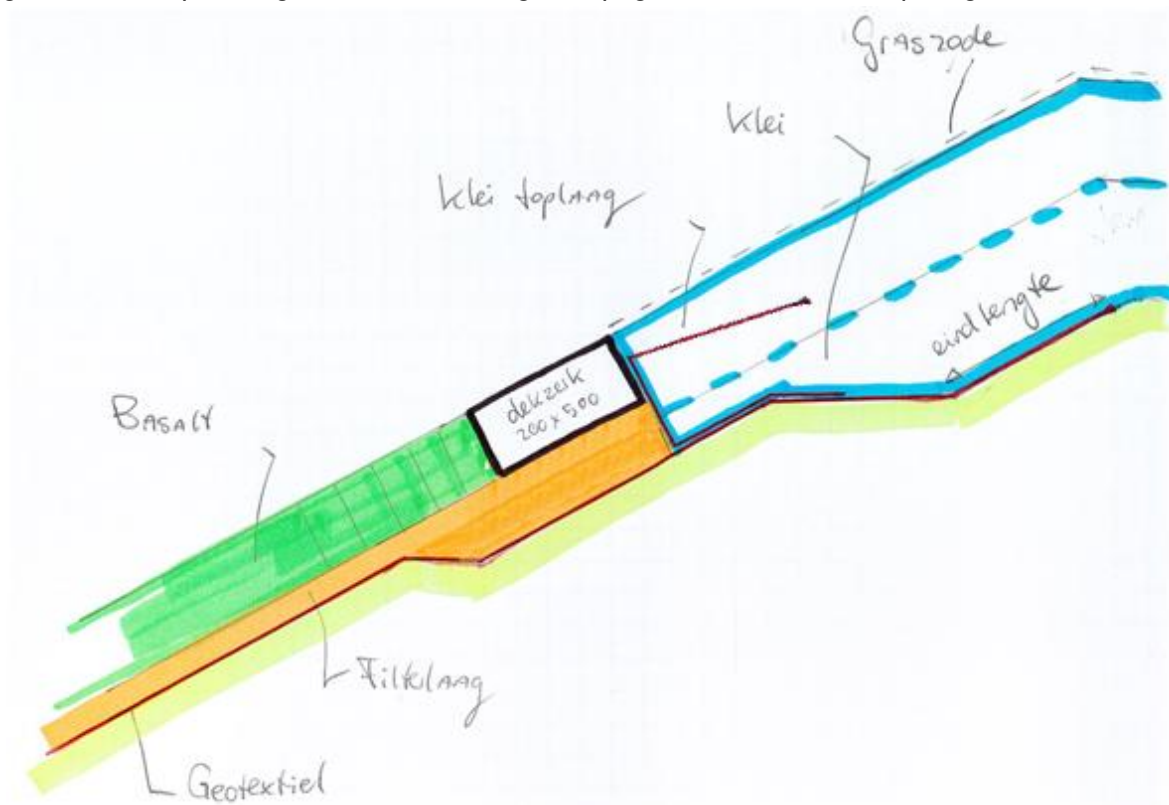
2.5. Aansluiting dekzerk – basalt

Tussen de basalt taludbekleding en de graszode op de kruin van de waterkering wordt een betonnen dekzerk geplaatst. Zie onderstaande afbeelding vanuit het beeldkwaliteitsplan.



figuur 2-8: Positie dekzerk in de omgeving

De aansluiting dekzerk – basalt wordt uitgevoerd zoals in onderstaande afbeelding is aangegeven. Toepassing van een doorgroeitegel is ook mogelijk. Hier zal overleg over worden gevoerd met opdrachtgever. Vanaf de volgende pagina wordt het ontwerp toegelicht.



figuur 2-9: Aansluiting dekzerk op basalt taludbekleding

In overeenstemming met eis SES-157 is de overgangconstructie tussen de verschillende typen bekledingen in dwarsrichting van het waterkeringsprofiel over de gehele lengte stabiel en grond dicht uitgevoerd. In verband hiermee wordt de geotextiel doorgezet tot onder de kleilaag. De eindlengte van de geotextiel bedraagt circa 80 cm. Om te voorkomen dat de klei onder de dekzerk langs zakt wordt nog een extra stuk geotextiel onder de kleilaag aangebracht.

Grond dichtheid, sterkte en duurzaamheid

Na het aanbrengen van de dekzerk wordt de kruin van de waterkering ingezaaid met mengsel G2 (Cruydt-Hoeck) waarmee een grasbekleding conform SES-238 tot stand komt. Deze grasbekleding speelt een rol in de sterkte en duurzaamheid van dit ontwerpdetail doordat het de waterkering beschermt tegen erosie als gevolg van over het maaiveld stromend water. In verband hiermee wordt tevens klei toegepast welke voldoet aan eis SES-135:

De kleilaag (80 cm) onder het gras op de waterkering, tussen bovenkant basalt tot achterzijde van de kruin (3,0 m vanaf de referentiekruinlijn), is als volgt opgebouwd:

- Bovenste laag met een dikte van 30 cm klei erosieklasse II
- Onderste laag met een dikte van 50 cm klei erosieklasse I

Met betrekking tot de uitvoering zal conform eis SES-005 op tekening het volgende worden vermeldt: *“De kleilaag in de waterkering dient op een droge ondergrond zonder plasvorming te worden aangebracht.”* Omdat de kleilagen onderdeel zijn van de waterkering zullen deze worden verdicht tot een dichtheid van ten minste 97% (eis SES-167).

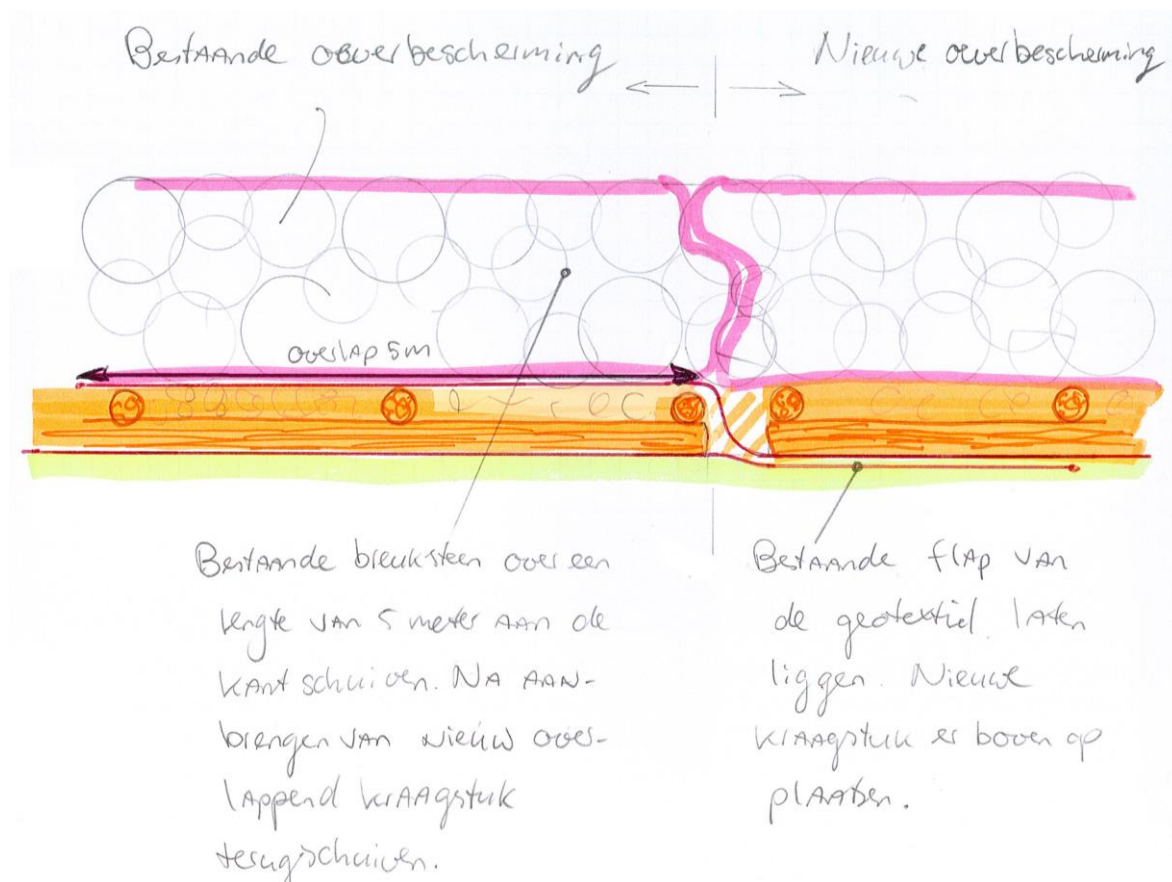
Naar verwachting zal het geen probleem zijn dit in de uitvoering te garanderen omdat de ondergrond uit goed doorlatend zand bestaat.

2.6. Beschermingsmateriaal van het tijdelijk talud.

Het tijdelijk talud betreft het talud van een zandlichaam. Bedacht dient te worden dat de tijdelijke waterkeringen conform SES-166 aan dezelfde functionele eisen dienen te voldoen als de definitieve waterkeringen. De levensduur van de tijdelijk waterkering bedraagt tenminste 50 jaar (SES-174). In verband met het voorkomen van instabiliteit wordt voorzien in een beschermingsconstructie. Instabiliteit kan worden veroorzaakt door uitspoelen van materiaal doordat hemelwater afgevoerd wordt over het talud (SES-251). Ook kan instabiliteit worden veroorzaakt door schade aan het talud als gevolg van golfslag, ijs, en ander hydraulische belastingen (SES-007). In verband hiermee wordt een geotextiel op het talud aangebracht (grond dichtheid). Op het geotextiel wordt een filterlaag aangebracht. Boven water en op de wind- en waterlijn wordt op de filterlaag een laag breuksteen 40-200 kg aangebracht (golf- en ijsbelasting). Onder water wordt breuksteen in de sortering 5-40 kg toegepast.

2.7. Aansluiting op de bestaande waterkering

Zoals in eis SES-313 is aangegeven zal in de aansluiting tussen de bestaande en de nieuwe waterkering een overlap van 5 meter van het bestaande met het nieuwe wiepenrooster worden gerealiseerd.



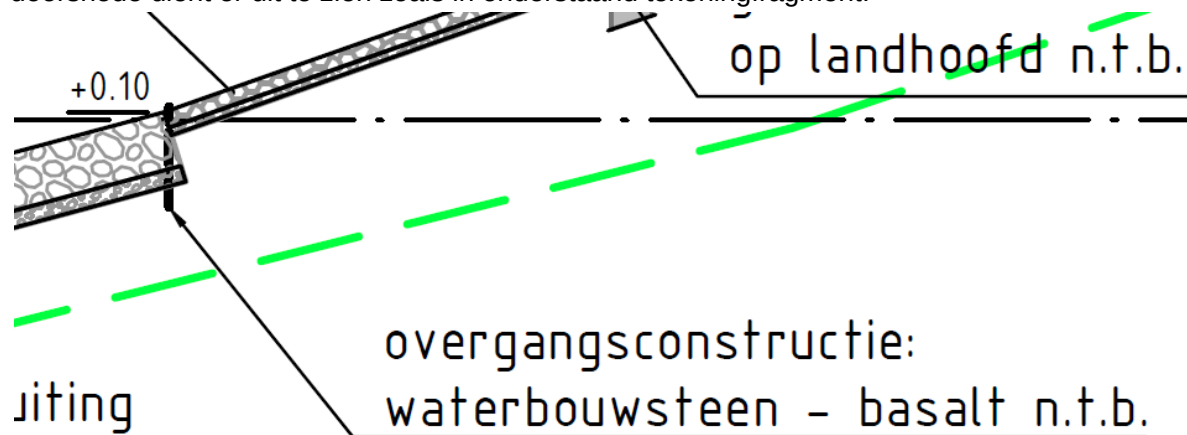
figuur 2-10: Aansluiting op de bestaande waterkering

Gronddichtheid

De gronddichtheid van de aansluiting tussen de bestaande waterkering en de nieuwe waterkering wordt gegarandeerd door een overlap van 5 m. Hiertoe wordt de rand van de bestaande talusbekleding opgezocht en wordt de breuksteen over een lengte van 5 aan de kant geschoven. Nadat het nieuwe kraagstuk aangebracht is met een overlappende flap zonder wiepen van 5 meter wordt de steenbestorting als 1 geheel met de nieuwe steenbestorting uitgevoerd.

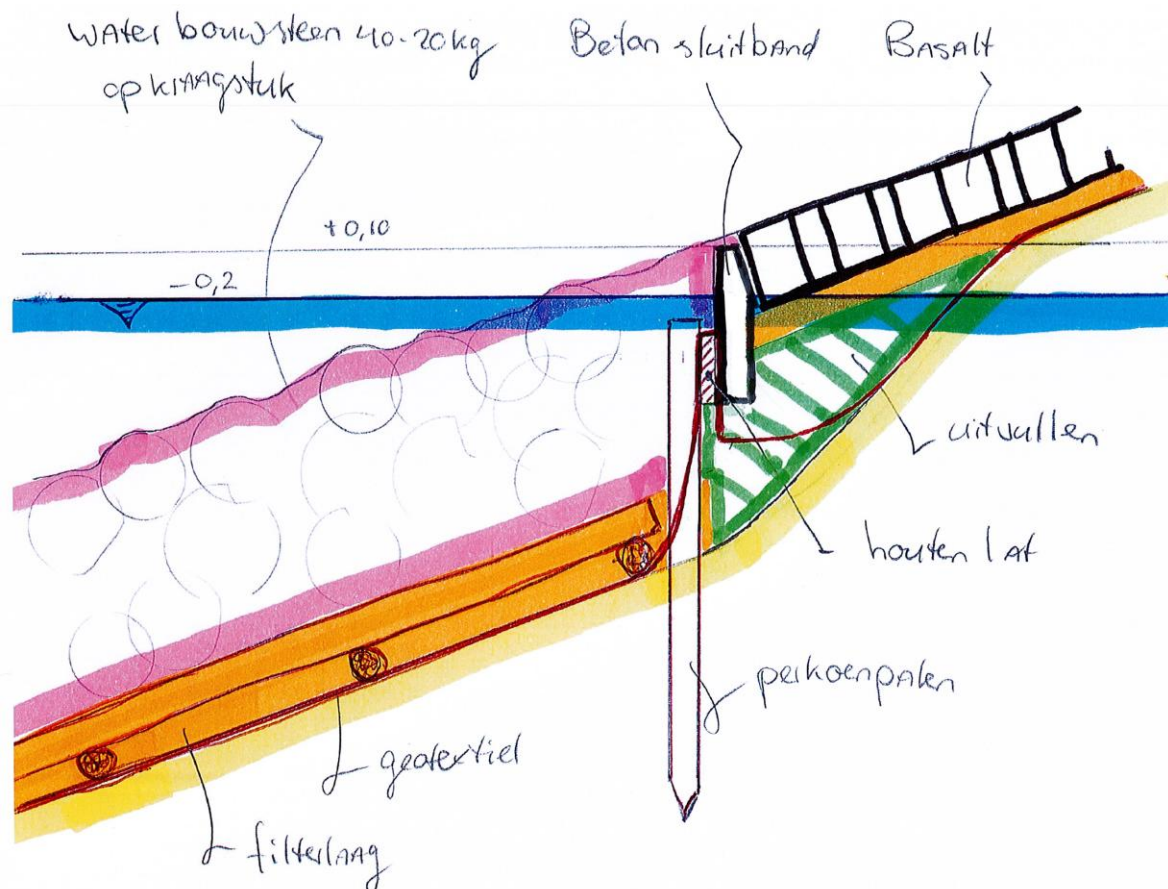
2.8. Aansluiting tussen basaltzuilen en waterbouwsteen

Op de tekeningen van het referentieontwerp is aangegeven dat de aansluiting tussen de basaltzuilen en waterbouwsteen nog nader ontworpen dient te worden. De gewenste doorsnede dient er uit te zien zoals in onderstaand tekeningfragment:



figuur 2-11: Fragment van de overgangsconstructie (Bijlage 2 Ontwerp waterkering en weginfra Dwarsdoorsnedes.pdf)

Onderstaand is het ontwerp getoond waarmee de overgang gerealiseerd zal worden conform de van toepassing zijnde eisen. De overwegingen bij het ontwerp worden onder de figuur nader toegelicht.



figuur 2-12: Ontwerp van de overgangsconstructie

Grond dichtheid en uitvoering

De grond dichtheid van de overgangsconstructie wordt gerealiseerd doordat het geotextiel onder de basalt overlap heeft met de geotextiel onder de waterbouwsteen. Tijdens het afzinken van de stukken zal dit losse deel opgerold zijn op de randwiep. Na aanbrengen van de breuksteen op de filterlaag wordt de rij perkoenpalen aangebracht. Op de palen wordt een lat vastgezet. Het doek onder de waterbouwsteen wordt aan en rondom de palen vastgezet met nielen. Daarna wordt het geotextiel dat onder de basalt komt aangebracht. Dit wordt ook aan de palenrij vastgezet. Daarna wordt de afgeschuinde betonnen sluitband 100x40x8/15 op het filtermateriaal gesteld. Na verder aanvullen van het filtermateriaal kunnen de steenzetters de basaltzuilen tegen de betonnen sluitband aanzetten.

Filterlaag

In het referentieontwerp is de uitvul-/filterlaag onder de basalt steenzetting aangeduid als een 200 kg/m² filterlaag in de sortering 40/100 mm. In dit DO wordt voorgesteld uit te gaan van een filterlaag in de sortering 30/60 mm. Deze sortering heeft de voorkeur van de steenzetters, daarnaast is een fijnere uitvul- en filterlaag gunstig voor de stabiliteit van de basaltzuilen. Echter moet de filterlaag niet uit kunnen spoelen door de openingen tussen de zuilen. De open ruimte tussen de basaltzuilen Ω bedraagt circa 12%. De karakteristieke opening meet 6 cm. Fijnere sorteringen dan de 40/100 mm sortering zijn gangbaar. Basaltbekledingen met een D_{f15} van de uitvullaag 10 tot 22 mm komen veelvuldig voor (Zie onder andere in Handreiking Dijkbekledingen Deel 2 Steenzettingen). Er ligt ook een relatie met de laagdikte 10 – 15 cm. De sortering 30/60 mm heeft een D_{f15} van 28 – 39 mm en een D_{f85} van 48 – 61 mm.

Bijlage 1. GEOPEX PP60/60L (WG60L) + vlies PECT 170



TECHNISCHE SPECIFICATIES

Composiet Geopex PP 60-60L (WG60L) + vlies PECT 170

test	test methode	eenheid	WEEFSEL	OPGESTIKT VLIES	COMPOSIT
			83312	81802	
			Geopex PP 60-60L	PECT 170	
Materiaal			PP	PES	
Gewicht (Areïeke massa) ¹	EN-965	gram per m ²	280	170	450
Dikte (2 kN/m ²)	EN-964/1	mm	0,90	min 1,20	2,1
Treksterkte	ketting	kN/m ¹	60,0	0,9	60
	inslag	kN/m ¹	60,0	1,3	60
Rek bij breuk	ketting	%	15		15
	inslag	%	10		10
C.B.R. Test - Doordrukkracht	EN-ISO 12236	kN	7,0		7,0
Kegelvalproef - gatdiameter	EN 918	mm	< 8 *		< 8
Zanddichtheid - O 90 (natte zeeftest)	EN ISO 12 956	µm	180	65	
Waterdoorlaatbaarheid - Debiet bij 50 mm water kolom - V-Index (20°C) - Permittiviteit - Kv-waarde (10°C)	EN ISO 11 058	l/m ² .sec	18	90	18
		m/s	0,018	0,090	0,018
		s ⁻¹	0,4	1,8	0,4
		m/s	3,24E-04	2,16E-03	3,24E-04
UV Stabiliteit bij 50 MJ/m² - resterende treksterkte	V EN 12 224	%	90		
Weerstand tegen verouderen	ENV 13438		Verwachte levensduur > 50 jaar in natuurlijke ondergrond met 4<pH<9 en grondtemperatuur < 25°C		
Rollbreedte		cm	520		
Rollengte		m	100		

* Laboratoriumtesten voor de kegelvalproef op composiet hebben aangetoond dat door toepassing van een nonwoven op een weefsel in de orde van ca. 40 tot ca. 80 kN de diameter van het gat verkleint tot ca. 6 mm

GEOPEX PRODUCTS (EUROPE) B.V.
Middelblok 164, 2831 BR GOUDERAK



0338-CPR-0687 1213-CPD-3276

Tel : (0182) 377 327
Fax : (0182) 377 329
E-mail: europe@geopex.com
Internet: www.geopex.com

Bovengenoemde waarden zijn gemiddelde waarden,
verkregen met behulp van standaard testmethoden
Wijzigingen voorbehouden

Bijlage 2. Schadeberekening

Middels de onderstaande berekening is onderzocht of het mogelijk is om de onderste laag van de natuurlijke waterbouwsteen (5-40 kg) aan centrumeiland zijde op het geotextiel te storten zonder schade aan de geotextiel te veroorzaken indien geen vlies wordt toegepast. Dit blijkt mogelijk te zijn. In paragraaf 2.1.4 is reeds uiteengezet dat een vlies niet noodzakelijk is in verband met grond dichtheid omdat het geotextiel zelf reeds voldoende grond dicht én doorlatend is. Conform de eisen moet wel worden voldaan aan de maximaal 8 mm opening bij de kegelvalproef. In verband daarmee wordt er wél een vlies (non-woven) op het weefsel (geotextiel) toegepast.

Benodigde massa geotextiel			
H ₀	=	0	[m] (valhoogte boven water)
d	=	1,5	[m] (waterdiepte)
α	=	25	[°]
Sortering	=	5-40 kg	
D _{n50}	=	33,9	[cm]
ρ _r	=	2650	[kg/m ³]
ρ _w	=	1025	[kg/m ³]
U _d	=	0,00	[m/s] (valsnelheid boven water) (= U ₀ snelheid waarmee steen water raakt)
c _D	=	0,5	(sleepkrachtcoëfficiënt van de steen 10 ³ > Re ≥ 10 ²)
c ₁	=	0,43	
c ₂	=	6,02	
U _e	=	3,75	[m/s] (evenwichtvalsnelheid in water)
U _d	=	3,19	[m/s] (snelheid waarmee steen bodem raakt)
H _{stort}	=	0,52	[m] (equivalente storthoogte boven water)
	=	0,47	[m] (inclusief reductie wegens taludhelling α)
c _s	=	1,2	(schadefactor bij bulkstorten: 1,2 geen schade / 0,75 10% opp schade)
m _a	=	279	[g/m ²] (minimale massa van het geotextiel)
Toegepaste geotextiel			
Weefsel	=	Geopex PP 60/60	Openingsmaat O ₉₀ :
		281	180 [μm]
Vlies	=	x	
		0	0 [μm]
m	=	281	[g/m ²]
Ontwerp voldoet			

Benodigde massa geotextiel			
H ₀	=	0,5	[m] (valhoogte boven water)
d	=	0	[m] (waterdiepte)
α	=	25	[°]
Sortering	=	5-40 kg	
D _{n50}	=	33,9	[cm]
ρ _r	=	2650	[kg/m ³]
ρ _w	=	1025	[kg/m ³]
U _d	=	3,13	[m/s] (valsnelheid boven water) (= U ₀ snelheid waarmee steen water raakt)
c _D	=	0,5	(sleepkrachtcoëfficiënt van de steen 10 ³ > Re ≥ 10 ²)
c ₁	=	0,43	
c ₂	=	6,02	
U _e	=	3,75	[m/s] (evenwichtsvalsnelheid in water)
U _d	=	3,13	[m/s] (snelheid waarmee steen bodem raakt)
H _{stort}	=	0,50	[m] (equivalente storthoogte boven water)
	=	0,45	[m] (inclusief reductie wegens taludhelling α)
c _s	=	1,2	(schadefactor bij bulkstorten: 1,2 geen schade / 0,75 10% opp schade)
m _a	=	273	[g/m ²] (minimale massa van het geotextiel)
Toegepaste geotextiel			
Weefsel	=	Geopex PP 60/60	Openingsmaat O ₉₀ :
		281	180 [μm]
Vlies	=	x	
		0	0 [μm]
m	=	281	[g/m ²]
Ontwerp voldoet			

Uit de schadeberekening blijkt dat het mogelijk is het vlies achterwege te laten wanneer de sortering 5-40 kg dicht op het maaiveld met een grijper wordt aangebracht. Conform de eisen moet wel worden voldaan aan de maximaal 8 mm opening bij de kegelvalproef. In verband daarmee wordt er wél een vlies (non-woven) op het weefsel (geotextiel) toegepast.

Bijlage 3. Stabiliteit onder stroming en golfaanval

Onderstaand is de stabiliteit op het talud aangetoond onder de van toepassing zijnde stroming en golfbelasting (zie paragraaf 2.1.3).

B3.1.1. Toetsing stabiliteit materiaal op talud onder golfaanval

(I) Windgolven			
Hs	=	1,00	[m]
Tm-1,0	=	2,10	[s]
α	=	25,00	[°]
Sortering	=	40-200 kg	
D_n50	=	35,0	[cm]
ρ_r	=	2650	[kg/m ³] (voor h / Hs_toe > 3)
ρ_w	=	1025	[kg/m ³]
Δ	=	1,59	
Tp	=	2,31	[s]
L0	=	8,30	[m]
ξ	=	1,34	
D_n50_required	=	30	[cm]

Ontwerp voldoet

B3.1.2. Toetsing stabiliteit bodemmateriaal rondom steigerpaal (hoogwatersituatie)

(A) Steenbestorting algemeen				(B) Rondom steigerpaal	
h	=	4,16	[m]	(maximale waterdiepte = +1,36(-)2,8)	
u_max	=	2,80	[m/s]		
κ	=	0,4		(von Karmann constante)	
U	=	1,87	[m/s]	(z = 0,37 h)	
Sortering	=	5-40 kg			
D_n50	=	19,0	[cm]		
D_50_max	=	26,0	[cm]		
D_50_min	=	21,0	[cm]		
ϕ_{sc}	=	0,75			
ρ_r	=	2650	[kg/m ³]		
ρ_w	=	1025	[kg/m ³]		
Δ	=	1,59			
ψ_{cr}	=	0,035		(kantelpunt 0,035 .. 0,05 beperkt bewegen)	
k_h	=	0,34			
k_s	=	1		· D_n50	
ϕ	=	36,00	[°]		
α	=	0,00	[°]		
β	=	0,57	[°]	(= 1:100)	
k_d	=	1,00			
k_l	=	0,99			
k_sl	=	0,99			
k_t	=	1,5			
D_n50_required	=	7	[cm]		
				k_t	= 2,5
				D_n50 required	= 18 [cm]

Ontwerp voldoet

Ontwerp voldoet

De maximaal toelaatbare stroomsnelheid (aan de bodem !) waarbij de breuksteen rondom de palen nog juist stabiel is bedraagt 2,8 m/s. De gemiddelde stroomsnelheid in de gracht bedraagt daarbij 1,87 m/s.

B3.1.3. Toetsing stabiliteit breuksteen op talud (hoogwater situatie)

(A) Steenbestorting algemeen			(B) Rondom steigerpaal
h	=	4,16 [m]	(maximale waterdiepte = +1,36-(-)2,8)
u_max	=	3,25 [m/s]	
κ	=	0,4	(von Karmann constante)
U	=	1,90 [m/s]	(z = 0,37 h)
Sortering	=	40-200 kg	
D_n50	=	35,0 [cm]	
D_50_max	=	44,0 [cm]	
D_50_min	=	38,0 [cm]	
φ_sc	=	0,75	
ρ_r	=	2650 [kg/m ³]	
ρ_w	=	1025 [kg/m ³]	
Δ	=	1,59	
ψ_cr	=	0,035	(kantelpunt 0,035 .. 0,05 beperkt bewegen)
k_h	=	0,43	
k_s	=	1 · D_n50	
φ	=	36,00 [°]	
α	=	25,00 [°]	
β	=	0,57 [°]	(= 1:100)
k_d	=	0,70	
k_l	=	0,99	
k_sl	=	0,69	
k_t	=	1,5	k_t = 2,5
D_n50_required	=	12 [cm]	D_n50 required = 34 [cm]

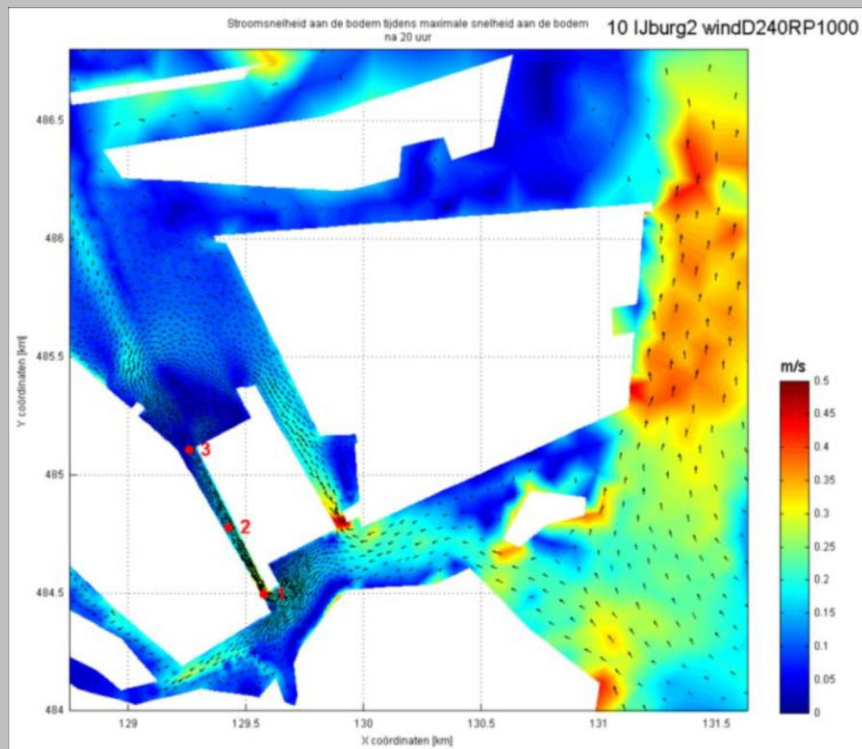
Ontwerp voldoet

Ontwerp voldoet

De maximaal toelaatbare stroomsnelheid (aan de bodem !) waarbij de breuksteen op het talud rondom de palen nog juist stabiel is bedraagt 3,25 m/s. De gemiddelde stroomsnelheid in de gracht bedraagt daarbij 1,90 m/s.

B3.1.4. Optredende stroomsnelheid

Vanuit het referentieontwerp watergang en waterkeringen (paragraaf 5.2.3) wordt duidelijk dat de stroomsnelheden in de watergang beperkt blijven. Uit de studie van Svasek Hydraulics is het volgende kaartje overgenomen:



Figuur 5-4: maximale (bodem)stroomsnelheden tijdens maatgevende storm met een terugkeertijd van eens per 1000 jaar

De resultaten uit de beschreven studie leiden tot een toepassing van bodembescherming die start net ten noorden van brug 2030 en doorloopt tot de zuidelijke grens van de watergang, voor de exacte afmetingen wordt verwezen naar Bijlage 3. De toe te passen bodembescherming dient tenminste een stroomsnelheid van 0,37 m/s te kunnen weerstaan. Daarnaast dient de bodembescherming voldoende robuust te worden uitgevoerd, zodat deze niet beschadigd tijdens eventueel toekomstig onderhoudsbaggerwerk. De robuustheid van de constructie is in dit geval maatgevend en bepaald de benodigde zwaarte van de bekleding.

Wanneer de optredende stroomsnelheid van 0,37 m/s aan de bodem wordt vergeleken met de toelaatbare snelheid 2,8 m/s (zie bovenstaande berekeningen), dan is er sprake van een marge van 760% wat ruim voldoende is.

Bijlage 4. Toetsing schuifweerstand op talud

De stabiliteit van de stenen in de steenbestorting is reeds aangetoond in Bijlage 3. In deze bijlage zal worden vastgesteld of de steenbestorting al dan niet stabiel is tegen glijden over de ondergrond van het talud. De te mobiliseren wrijving tussen geotextiel en de zand ondergrond bepaalt bij welke helling van het talud de steenbestorting niet langer stabiel is en begint te glijden.

In de volgende berekeningen wordt uitgegaan van een wrijvingshoek $\delta = 27^\circ$ voor vast gepakt schoon zand.

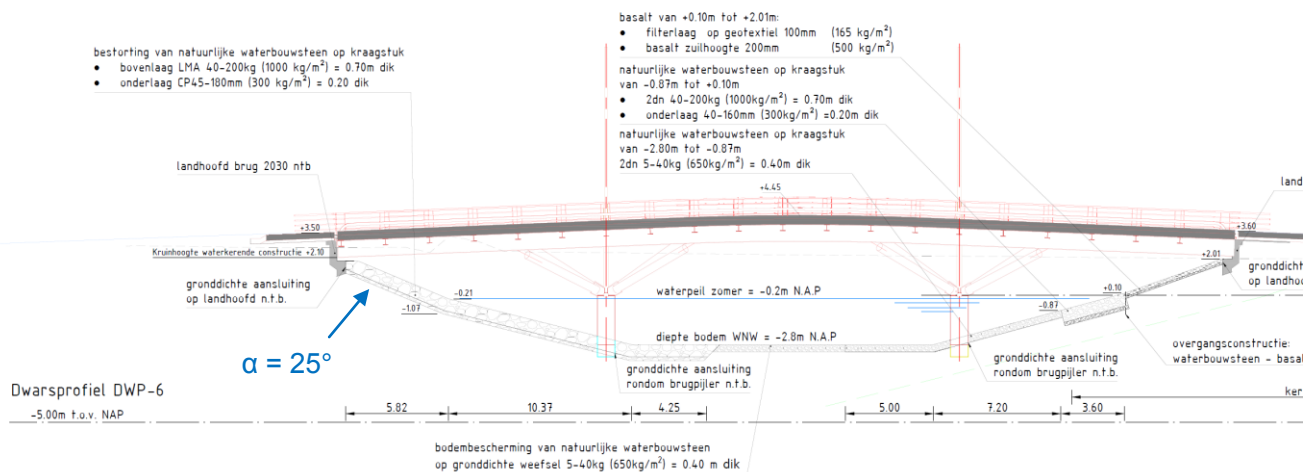
De aandrijvende kracht kan als volgt worden berekend:

$$F_E = G \cdot dA \cdot \sin(\alpha)$$

De tegenwerkende (wrijving) kracht kan als volgt worden berekend:

$$F_R = G \cdot dA \cdot \cos(\alpha) \cdot \tan(\delta)$$

Hierin is G het gewicht van de toplaag in kN/m^2 , δ de wrijvingshoek tussen het geotextiel en de ondergrond, α is de helling. Wanneer α groter is dan δ zal de steenbestorting naar beneden willen glijden. In dat geval is verankering van de geotextiel bovenin het talud noodzakelijk.



De aandrijvende kracht van dat deel van het talud met lengte $L = 6,0 \text{ m}$ en helling $\alpha = 25^\circ$ kan als volgt worden berekend:

$$F_E = \frac{9,81 \cdot (1000 + 300)}{1000} \cdot 6 \cdot \sin(25) = 12,75 \cdot 6 \cdot \sin(25) = 32,3 \text{ kN/m}^1$$

De tegenwerkende (wrijving) kracht kan als volgt worden berekend:

$$F_R = 12,75 \cdot 6 \cdot \cos(25) \cdot \tan(27) = 35,3 \text{ kN/m}^1$$

Glijden treedt pas op bij een extra (neerwaartse !) belasting van $F_{\text{extra}} = 35,3 - 32,3 = 3 \text{ kN/m}^1$. Aanbevolen wordt niet met zwaar materieel bovenop de steilere taluddelen te rijden.

Bijlage 5. Bepaling ijsbelasting

B5.1. Ijsbelasting en invloed van taluds

In verband met het bepalen van de ijsbelasting is gebruik gemaakt van Deltares Handreiking Dijkbekledingen Deel 4: Breuksteenbekledingen. Hierin wordt het volgende vermeld.

Ijsbelasting

De ijsbelasting op oevers, dijken en dammen bestaat uit kruiend ijs en horizontale trek- en drukbelastingen als gevolg van wind, scheepvaart (ijsbrekend), stromend water en waterstandvariaties. De mate waarin deze schade optreedt, is mede afhankelijk van de weerssituatie vlak voor en tijdens de vorst- en dooi-inval. Met name de daarbij behorende windsnelheden en wisselingen in waterstand zijn van grote invloed. De gevolgen van ijsgang laten zich grofweg in drie fenomenen opsplitsen:

- Tijdens de vorstinval: Indien tijdens een hoge waterstand plotseling de vorst intreedt, kan het ijsdek bij de daarop volgende waterstandsval stukken begroeide oever met grond of individuele stenen uit een oeeververdediging meetrokken.
- Tijdens de vorstperiode: Door uitzetting van ijs en door harde wind kunnen bij meren zulke grote belastingen op oevers of steigerpalen ontstaan dat delen van de oeever(verdediging) worden verplaatst of lichte constructies worden weggedrukt of omgeduwd.
- Aan het eind van de vorstperiode: In meren kan kruiend ijs lokaal de oeeverbescherming beschadigen. Als bij het begin van een dooiperiode de bemaling wordt hervat kan in polders en boezemwateren het nog bestaande ijsdek bij de daaropvolgende waterstandsval stukken begroeide oever met grond of individuele stenen uit een oeeververdediging meetrokken.

Een bijzonder en weinig voorkomend schademechanisme van breuksteenconstructies bestaat uit het schijnbare gewichtsverlies van breukstenen als gevolg van grondijs. Als breukstenen volledig zijn omgeven door grondijs kan door de toegenomen opwaartse kracht de stabiliteit van die bestorting zijn afgenomen. Dit verschijnsel is in binnenwateren vooral een punt van aandacht als bij de inval van de dooi het spuien of de bemaling wordt hervat. Bij het dimensioneren wordt met dit zelden optredende verschijnsel geen rekening gehouden.

Voor verdere informatie over ijsbelasting wordt verwezen naar de Rock Manual, paragraaf 4.5.

3.2.4

Dimensioneren op ijsbelasting

Doorgaans worden breuksteen bekledingen in Nederland niet op ijsbelasting gedimensioneerd, omdat dit doorgaans tot een enorm zware constructie leidt, die niet meer in verhouding staat tot de relatief geringe schade en reparatie-inspanningen aan lichtere bekledingen. Eventuele beschadigde breuksteenconstructies worden doorgaans in het kader van variabel onderhoud hersteld. Wanneer het toch nodig wordt geacht om op ijsbelastingen te dimensioneren moet gebruik worden gemaakt van de Rock Manual, paragraaf 5.2.4.

Conform het gestelde in de vraagspecificatie wordt rekening gehouden met de ijsbelasting. In de Rock Manual is het volgende vermeld. De belasting ontstaat bij uitzetten van het ijs bij stijgende temperaturen of als gevolg van windbelastingen (wrijving) op de bovenzijde van de ijsvloer en stromend water (wrijving) aan onderkant van de ijsvloer. De ijsbelasting bestaat uit drie onderscheiden fenomenen: buiging, crushing en kruien (rubbling). Typische ijssterktes zijn 0,1 tot 1 MN/m² (buigsterkte), 1 tot 10 MN/m² (crushing). Verticale constructies worden het zwaarst belast. Denk daarbij aan betonnen sluiskolken waarin de ijsvloer opgesloten wordt door stijve verticale wanden hetgeen grote belastingen op de kolkwand tot gevolg heeft. Conform ROK orde van grootte 400 kN/m¹.

Over de gunstige invloed van taluds staat in de Rock Manual het volgende vermeld:

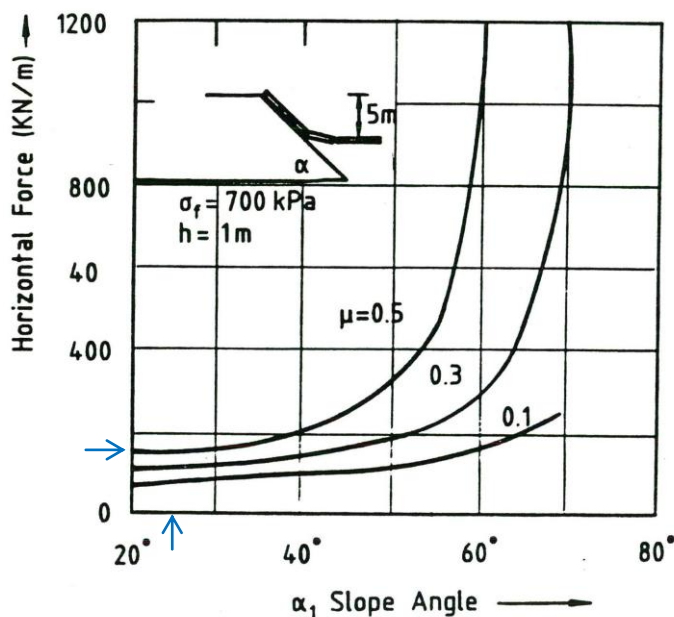
Bending load

When moving ice encounters a sloping structure, the ice will fail in bending during initial interaction. The forces of the ice acting in this process induce horizontal and vertical forces with respect to the structure. A comprehensive overview of a simple 2D and improved 3D method for the calculation of ice loads on sloping structures is presented in Croasdale *et al* (1994). It was proposed by Allyn (1982) that if downward breaking was inhibited, the limit to the local driving force would be by crushing at the top of the ice sheet under combination with bending and axial loads. For this condition Allyn proposed the simple expression (see Equation 5.242) for the horizontal load per metre width $F_{S;H;bend}$ (kN per metre width):

$$F_{S;H;bend} = 0.5 \cdot t_{ice} \cdot (\sigma_c - \sigma_t) \quad (5.242)$$

where σ_c is the crushing strength (kN/m²) and σ_t is the tensile strength (kN/m²). Typical values are: $\sigma_c = 1.5$ MN/m² and $\sigma_t = 0.75$ MN/m², so for 1 m thick ice the value for $F_{S;H;bend}$ is about 400 kN/m.

Vanuit de literatuur zijn grafieken bekend waarin een relatie wordt gelegd met de gunstige invloed van taluds. Zie bijvoorbeeld onderstaande grafiek.



De belastingen zijn gegeven als oppervlakedrukken, ook de dikte van de ijsvloer t_{ice} is dus van belang. Een inschatting van de voorkomende ijsdikte is gemaakt op basis van KNMI publicatie 216 IJsvorming langs de Betuweroute (april 2007). In dit rapport is op basis van de meteorologische gegevens te De Bilt met een ijsgroeimodel de ijsdikte berekend op een willekeurig 2 meter diep water. Wanneer er vanuit wordt gegaan dat maatgevende hydraulische condities (hoogste waterstand) niet tegelijkertijd met de ijsbelasting optreedt en het gunstige effect van de elektriciteitscentrale wordt verwaarloost kan op basis van onderstaande tabel een ijsdikte worden afgeleid.

	maximale ijsdikte [cm]	duur van overschrijding bepaalde dikte ijsvloer [dagen]					
		7 cm	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm	40 cm
1 x per winter	0*	0	0	0	0	0	0
1 x per 2 winters	11	9	4	0	0	0	0
2 x per 5 winters	15	19	13	2	0	0	0
1 x per 5 winters	20	36	29	19	1	0	0
1 x per 10 winters	28	50	46	35	23	0	0
1 x per 20 winters	36	72	67	56	40	21	0
1 x per 50 winters	40	84	82	74	64	42	1
1 x per 100 winters	41**	101	96	85	68	54	20

Tabel 1. Gemiddelde herhalingstijd van winters met een bepaalde maximale ijsdikte (cm) en daaraan gerelateerde overschrijdingsduur (dagen) van bepaalde drempelwaarden van ijsdikten. Voorbeeld: Gemiddeld komt ééns per 20 winters een ijsvloer met een dikte van maximaal 36 cm voor en kan voor deze herhalingstijd minstens 3 weken een dikte van meer dan 30 cm hebben.

*:**. Voor een zachte winter (*) betekent dit vrijwel geen ijsvorming, in de strengste winter (**) werd in de vorige eeuw in Midden-Nederland een maximale ijsdikte van 41 cm berekend door het ijsgroeimodel.

In de ROK, CUR 166, EAU 2012, en Deltares / ENW(TAW) leidraden is geen informatie aangetroffen over de gunstige invloed van taluds op de ijsbelasting.

B5.2. Ijsbelasting op breuksteenbekleding

Onderstaand zal (conform vergelijking 5.244 van de Rock Manual) worden berekend tot welke ijsdiktes geen schade te verwachten is. Dit is dan tevens de ijsdikte waarboven mogelijk schade zal ontstaan (afhankelijk van wind- en stromingscondities en locale koelwatereffect.

De afschuiving tegenwerkende kracht van de wrijving tussen steenbestorting en talud was als volgt berekend:

$$F_R = 12,75 \cdot 6 \cdot \cos(25) \cdot \tan(27) = 35,3 \text{ kN/m}^1$$

Uitgaande van de in de grafiek berekende curve voor 1 m ijs wordt de voor een taludhelling van 25° afgelezen belasting van 150 kN omgerekend naar:

$$\frac{35,3}{150} \cdot 100 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

Dit betekend dat circa 1 x per 10 winters enig onderhoud aan de breuksteenbekleding uitgevoerd moet worden. Tenzij het onstane beeld (visueel) na de winter acceptabel is.

Zoals reeds vermeld is bovenstaande een beeld van de situatie waar vele aannamen aan ten grondslag liggen. Het ligt buiten de scope van dit project om ijsgroeimodellen voor de omgeving IJburg op te zetten. Tevens lijkt het ook niet realistisch om de breuksteenbekleding op basis van deze zeer grove berekening van de ijsbelasting te dimensioneren. De beschouwing geeft wel een beeld van wat de ijsbelasting mogelijk betekend. Hiermee is invulling gegeven aan de eisen in de vraagspecificatie.

B5.3. Ijsbelasting op betonconstructie van het landhoofd

Het talud voor het landhoofd is van gunstige invloed op de ijsbelasting op het landhoofd. De ROK reikt geen methoden aan om deze gunstige invloed te kwantificeren. In verband hiermee

wordt onderstaand de ijsbelasting (referentieperiode 100 jaar, taludhelling 25°) bepaalt rekening houdend met de informatie vanuit de bovenvermelde KNMI publicatie.

$$q_{k,ijs} = \frac{41}{100} \cdot 150 = 61,5 \text{ kN/m}^1$$

Bijlage 6. Bepaling hydraulische belastingen op het landhoofd

Hoewel de zandlichamen in IJbrug waterdoorlatend zijn, en de waterstand voor het landhoofd communiceert met de grondwaterstand achter het landhoofd, wordt het landhoofd van brug 2030 aan Haveneiland zijde beschouwd als een waterkerende constructie zoals in paragraaf 2.1.2 en 2.1.3 is vermeld.

In verband hiermee zal de sterkte en stabiliteit van het betonnen landhoofd als onderdeel van de primaire waterkering worden beschouwd in het ontwerp rapport UO Landhoofd. In het voor u liggende rapport zijn waterbouwkundige faalmechanismen beschouwd.

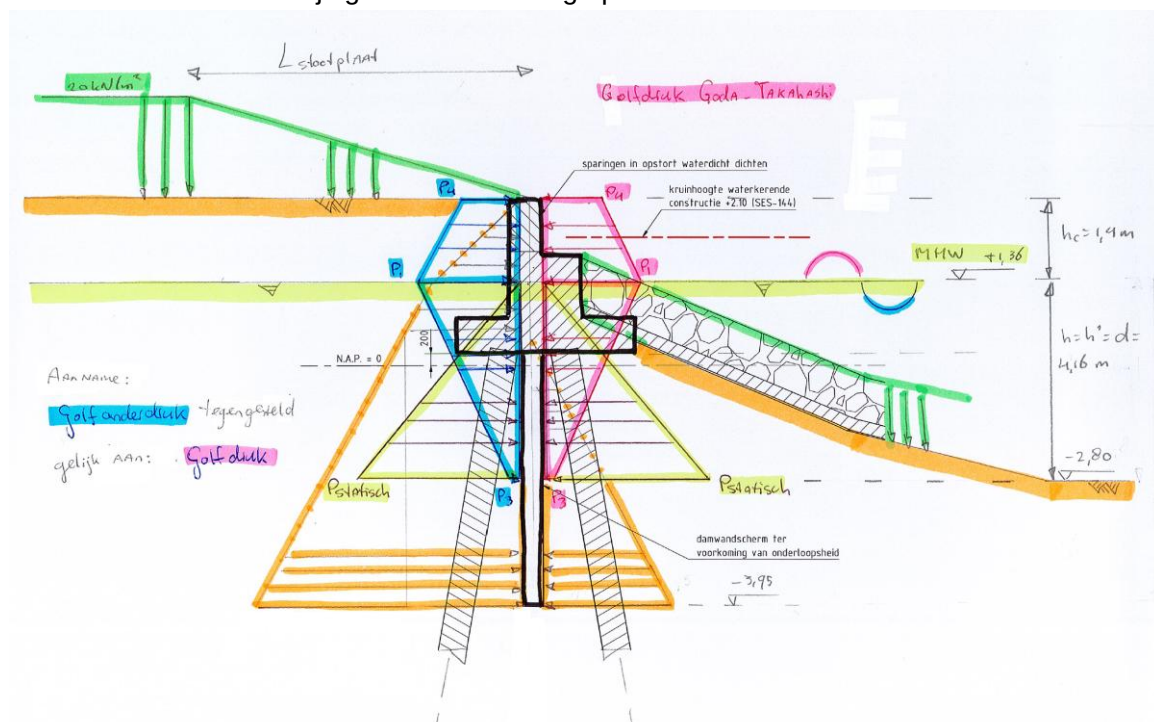
In het verlengde hiervan wordt onderstaand, ten behoeve van het ontwerp van de betonconstructie en palen van het landhoofd, de schematisatie van de hydraulische belasting uitgewerkt.

Vanuit SES-242 is het volgende bekend:

- Maatgevende waterstand IJmeer: NAP +1,36 m
- Ontwerpgolfhoogte (methode van Goda): 1,00 m
- Golfperiode: 2,3 s
- Golflengte L_d (methode van Goda): 8,30 m
- Maatgevende grondwaterstand: NAP +0,35 m

Hoewel onduidelijk is of de maatgevende grondwaterstand en de maatgevende waterstand zich gelijktijdig voor kunnen doen is een antwoord op die vraag niet relevant daar een dergelijke combinatie van waterstanden een resulterende waterstandsdrukverschil tot gevolg heeft dat evenwicht kan maken met de gronddrukbelastingen op de achterzijde van het landhoofd.

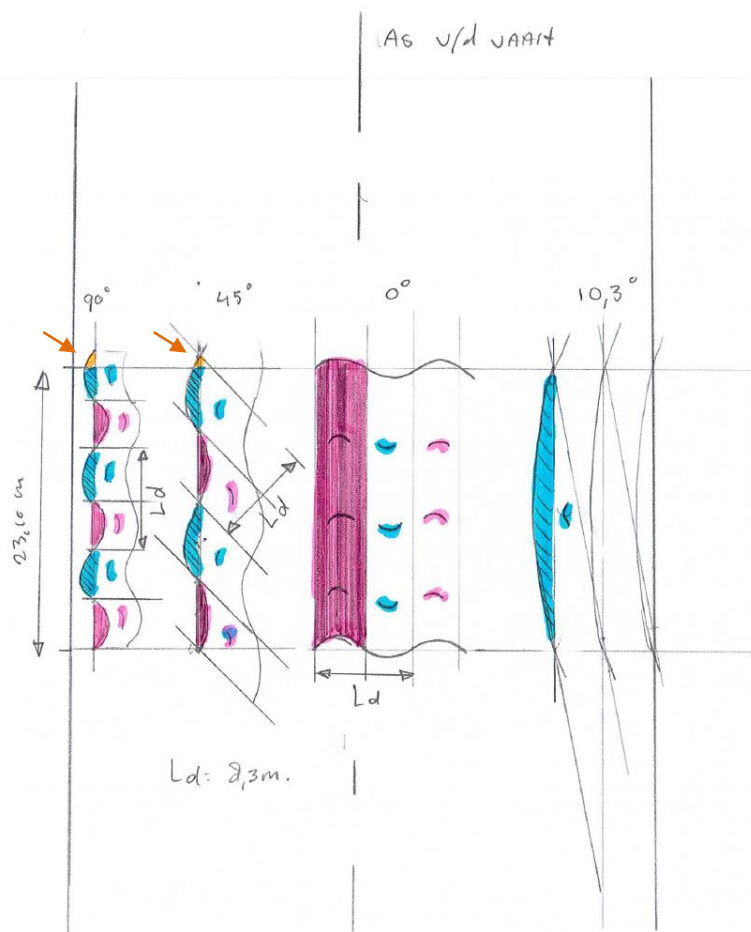
De golfbelasting is een belasting die wel invloed kan hebben op het ontwerp. Deze hydraulische belasting (golfdrukken volgens methode Goda) wordt uitgewerkt conform Leidraad Kunstwerken Bijlage 5 Golfbelasting op een verticale wand.



Conform eis SES-144 is de hoogte van het waterkerende deel van het landhoofd van brug 2030 op het Haveneiland (waterkerende constructie) gelijk aan NAP +2,10 m. De bodem van de watergang ligt op NAP -2,80 m.

In principe is de grondwaterstand achter het landhoofd gelijk aan de waterstand in de watergang (geel, p_{statisch}). Golven in de watergang worden echter niet direct gevolgd door waterspiegelvariaties in de grond. Bij een golftop ontstaat er dus een waterstandsdrukverschil over het landhoofd dat door de damwand en de (schoor)palen zal worden opgenomen (roze). Dit waterstandsdrukverschil kan worden berekend en geschematiseerd conform de methode Goda. Aangenomen wordt dat bij een golfdal een even groot drukverschil in de andere richting optreedt (blauw). Dit effect zal maatgevend zijn voor de horizontale oplegreacties op de palen en de damwand omdat hierbij het gronddrukverschil en waterstandsdrukverschil in dezelfde richting werken.

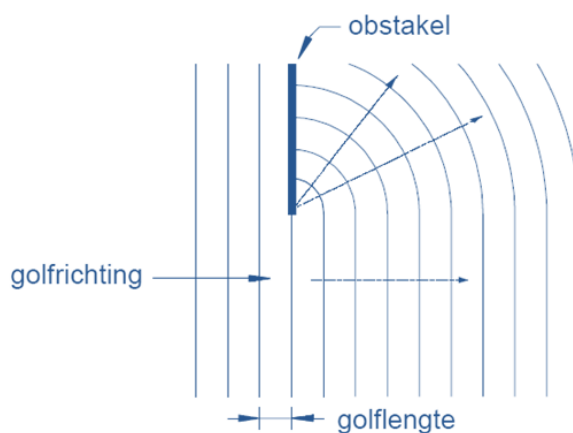
In de vraagspecificatie is niet aangegeven met welke hoek van inval (β) gerekend dient te worden. De gespecificeerde golf is het resultaat van een berekening of simulatie waarbij rekening is gehouden met de wind, waterdiepte, en strijklengte. Aannemelijk is dat de maximale windgolven vanaf het buitenwater onder een hoek van 90° door de vaart lopen. Hoe smaller het kanaal hoe groter de energiedemping is waardoor de golven van het buitenwater gedempt worden. Voor golven die onder de Benno Premselabrug doorlopen kan dit echter nog wel meevallen.



Voor $\beta = 90^\circ$ wordt het resulterende effect van een golftop gecompenseerd door een golfdal, er ontstaat wel buiging in het landhoofd maar die is verwaarloosbaar. Omdat de lengte van het landhoofd niet door een geheel aantal golflengten gedeeld kan worden resteert er een klein stukje resulterende belasting (oranje deel zie pijltje).

Voor $\beta = 10,3^\circ$ correspondeert de lengte van het landhoofd exact met de op het landhoofd geprojecteerde halve lengte van een voorbijkomende golf $\frac{1}{2} \cdot L_d / \sin(\beta)$. Het landhoofd wordt dan over de hele lengte in dezelfde richting belast. Het laatste geldt voor alle hoeken $0 < \beta \leq 10,3^\circ$. Dergelijke kleine hoeken van inval zijn vanwege diffractie echter niet realistisch.

Het verschijnsel van buiging van golfkammen om een obstakel (een golfbreker, een eiland, etc.) wordt **diffractie** genoemd (zie Figuur 3-28).



Figuur 3-28: Diffractie

De methode Goda geeft inzicht in de maximale golfdruk. Bij een hoek van inval aan 0° werkt deze druk over de gehele constructielengte. Bij een hoek van inval ongelijk aan 0° speelt de golflengte een rol. De golfdruk is dan een functie over de golflengte. Integreren van de golfdruk over de golflengte geeft dan de resulterende golfkracht:

$$F = \int_0^{\frac{1}{2} \cdot L_d / \sin(\beta)} q_{\text{Goda}} \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L_d / \sin(\beta)}\right) dx$$

Voor de berekening van de krachten op het landhoofd wordt uitgegaan van een realistische hoek van inval waarbij het resulterend effect maximaal is; $\beta = 35^\circ$. In verband hiermee is onderzocht welke waarde het Goda model voorspelt voor q bij een gegeven waarde voor β en hoe groot het niet in evenwicht zijnde stukje belasting (zie vorige pagina) dan is. De resulterende belasting op het landhoofd is omgerekend naar een lijnlast per strekkende meter landhoofd:

β [°]	$L_d / \sin(\beta)$ [m]	q_{Goda} [kN/m]	$F_{\frac{1}{2} \cdot L_d}$ [kN]	F_{res} [kN]	$q_{\text{Ek,golf,res}}$ [kN/m]
90	8,3	20	52,8	15,0	0,7
60	9,6	40	122,0	50,1	2,2
45	11,7	55	205,5	96,2	4,2

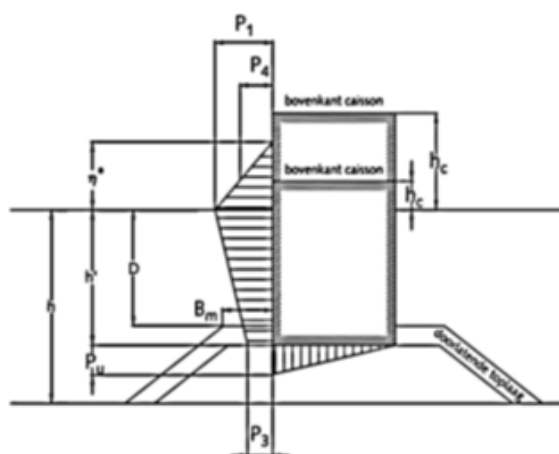
35	14,5	66	304,0	122,7	5,3	ontwerp niet realistische waarden voor β
30	16,6	71	375,2	146,9	6,4	
15	32,1	83	847,3	329,0	14,2	
10,3	46,2	85	1250,0	1250,0	54,1	
0	∞	87	2012,0	2012,0	87,1	

Hoewel de opgegeven golfbelasting een windgolf betreft komt 35° niet geheel toevallig overeen met de hoek van inval bij een passerend schip.

Onderstaand zijn de drukken p1, p3 en p4 berekent conform de methode Goda.

Quasi-statische windgolfbelasting

g	9,81	m/s ²
ρ	1000	kg/m ³
L_f	-	m
b.k. landhoofd	2,1	m + N.A.P
o.k. landhoofd	0,2	m N.A.P.
$L_{\text{landhoofd}}$	0,00	m
MHW	1,36	m + N.A.P
h	4,16	m
h'	4,16	m
d	4,16	m
U_p	-	m/s
factor (U_{10}/U_p)	-	[-]
U_{10}	-	m/s
U_a	-	m/s
x_1	-	
x_2	-	
x_3	-	
x_4	-	



Q1442

H_s	1,000	m
$T_{m-1,0}$	2,300	s
β	35	°
H_d	2,20	m
h_c	1,4	m
L_d	8,30	m

α_1	0,60	[-]
α_2	0,00	[-]
α_3	0,09	[-]
$\lambda_1=\lambda_2=\lambda_3$	1,00	[-] voor een verticale vlak met een niet brekende golf
η^*	3,00	m
α_4	0,53	[-]

Goda

p_1	19690	N/m ²	$(p_1+p_3)/2 =$	10,7 kN/m ²
p_1	19,69	kN/m ²	$(p_1+p_4)/2 =$	15,1 kN/m ²
			q	66 kN/m
p_3	1,69	kN/m ²	F_{tot}	0 kN
p_4	10,51	kN/m ²		0,00 MN

Naast de golfbelasting van 5,3 kN/m dient in het ontwerp van het landhoofd en de palen ook rekening te worden gehouden met de gronddrukverschillen (oranje), maaiveldbelasting (groen, verkeer, steenbestorting) en ijsbelasting (zie ook Bijlage 5 en Bijlage 7).

Bijlage 7. Damwandberekening

B7.1. Samenvatting

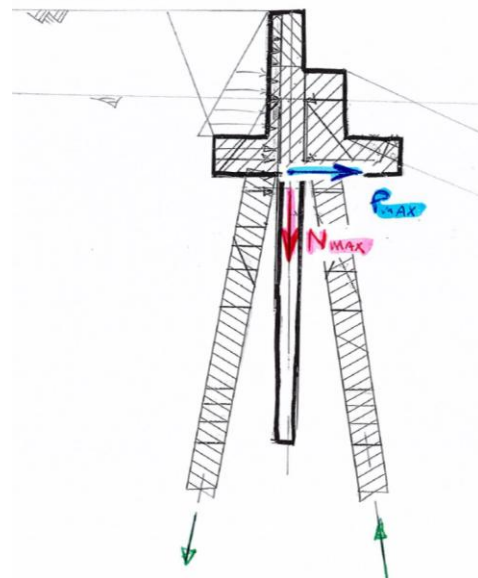
De oplegreacties aan de bovenzijde van de damwand zullen in de berekening van het landhoofd en de palen worden overgenomen. Deze oplegreacties worden onderstaand samengevat.

Fase 1 Maaiveldbelasting vanuit verkeer

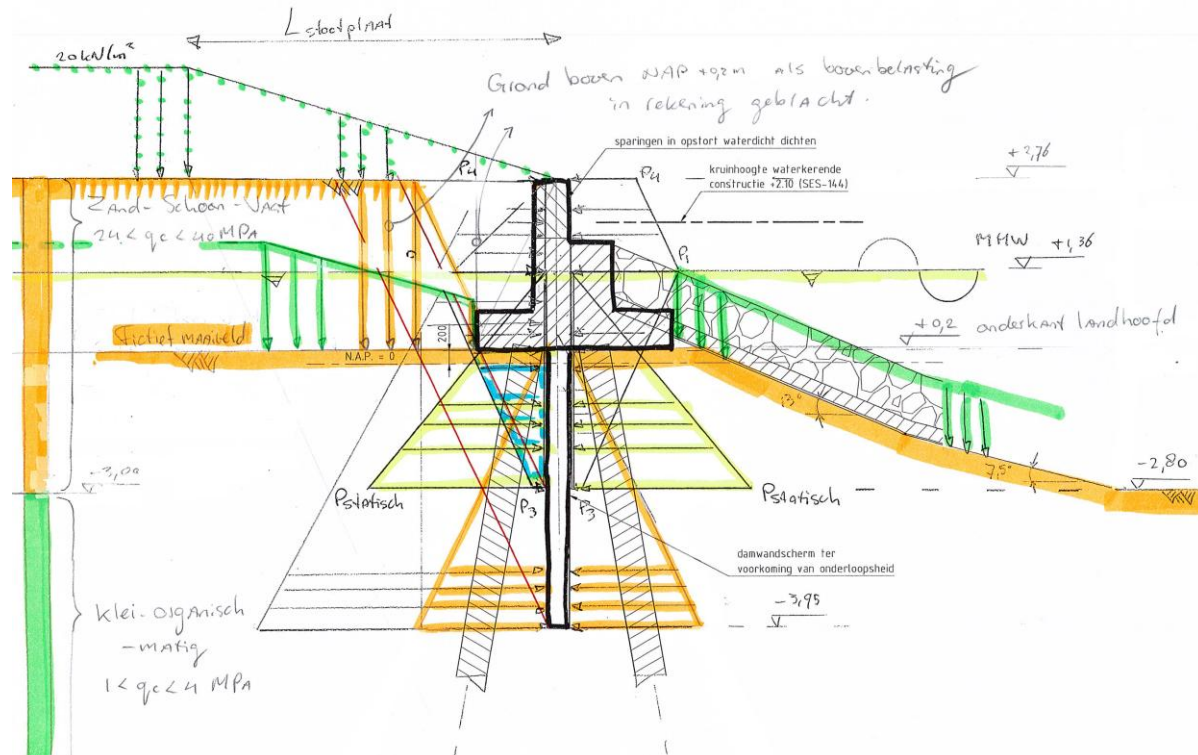
- Horizontale belasting op onderzijde landhoofd (lijnlust ter plaatse van damwand): $P_{rep} = 8,47 \text{ kN/m'}$
- Verticale (neerwaartse) belasting als gevolg van kleeft aan de damwand (lijnlust aan onderzijde landhoofd ter plaatse van damwand): $N_{rep} = 6,98 \text{ kN/m'}$

Fase 2 Gronddruk boven NAP +0,2 m als belasting op maaiveld

- Horizontale belasting op onderzijde landhoofd (lijnlust ter plaatse van damwand): $P_{rep} = 24,71 \text{ kN/m'}$
- Verticale (neerwaartse) belasting als gevolg van kleeft aan de damwand (lijnlust aan onderzijde landhoofd ter plaatse van damwand): $N_{rep} = 26,94 \text{ kN/m'}$



B7.2. Schematisering van de constructie en de belastingen



Vanaf de volgende pagina is de uitvoer van de TS/Damwanden berekening opgenomen.

B7.3. Uitvoer TS/Damwanden

TS/Damwanden Rel: 6.00a 31 okt 2017

Project : 17094 Brug 2030 Wim Noordhoekskade Amsterdam
Onderdeel : Damwandscherm AZ13 onder het landhoofd
Eenheden : [kN][m][graden] tenzij anders vermeld
Datum : 31-10-2017
Referentie niveau : N.A.P.
Bestand : Q:\2017\17094\60 ontwerp\910 waterbouwkundig\
17094_damwandscherm.dmw

Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

Geotechniek EN 1997-1:2004 AC:2009
NEN-EN 1997-1:2005 C1:2015 NB:2015
NEN 9997-1:2011 C2:2015

ALGEMENE GEGEVENS

Betrouwbaarheidsklasse : RC3 γ_c : 1.400
 γ_{ϕ} : 1.200
Rekenmethode : Tabel 9.d Marge kerende hoogte : 0.00
Berekeningschema : Alles rekenwaarde Marge gws lage zijde : 0.25
Marge gws hoge zijde : 0.05
 γ bedding BGT : 1.00
 γ bedding UGT laag : 1.30
 γ bedding UGT hoog : 1.00
Belastingen : γ Permanent : 1.00
 γ Veranderlijk : 1.25
Resultaten BGT : Factor Tabel 9.d ber. 5 : 1.20
Rekenmethode : Elastisch Max. iteraties per fase : 25
Stopcriterium : 1.00
Niveau top wand : 0.20 Aantal bouwfases : 2
Inheinniveau : -3.95 Aantal damwand delen : 1
Damwandhelling : 0.00 Aantal grondsoorten : 2
Sg. van water links : 10.00 Sg. van water rechts : 10.00

MATERIALEN

Nr.	Aanduiding	E-modulus [N/mm ²]	S.G. [kN/m ³]
1	S240GP	210000	78.50

DAMWANDELEN

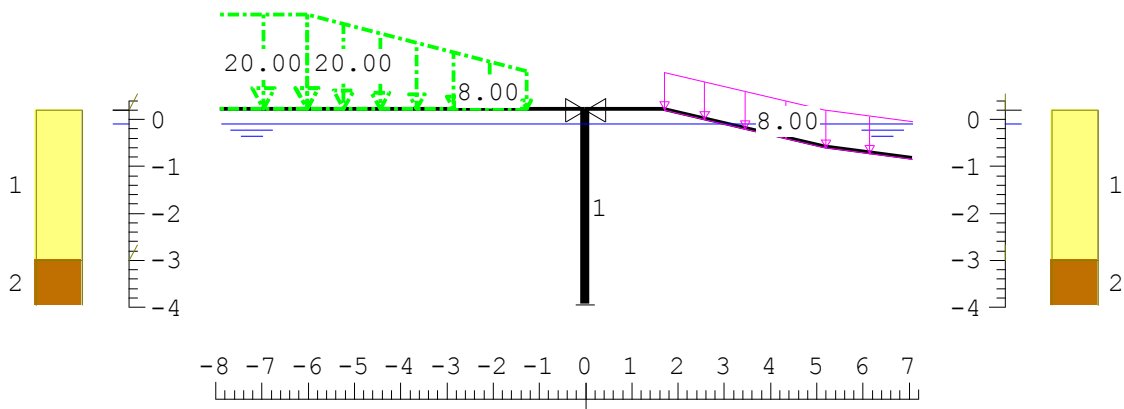
Nr.	Profielnaam	Traagheid [Traagheid]	Trg/m	Beta D	Weerst	Weerst/m	Beta B
1	AZ13	1.970E-03	1.00	1.30E-02	1.00		

Nr.	Profielnaam	Hoogte	Breedte	Werk.	Breedte	Opp.	Gewicht	Materiaal
1	AZ13	0.303	0.670	1.000	0.013700	1.07545	S240GP	

GRONDSOORTEN

Nr.	Omschrijving	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	γ_{ϕ}' [°]	c' [kPa]	$\gamma_{c'}$ [°]	δ [°]	k-waarde
1	Zand - Schoon - ..	20.00	22.00	40.00	1.200	0.00	1.40	0.667	.0000E+00
2	Klei - Organisch..	16.00	16.00	15.00	1.200	1.00	1.40	0.332	.0000E+00

GRAFISCHE WEERGAVE INVOER BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting



OPTREDENDE MAXIMA IN DE WAND

BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting

Verplaatsing [mm]	--- Lage grondw.st. pass. zijde ---		--- UGT laag ---		--- UGT hoog ---	
	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau
	1.80	-3.95	2.02	-3.95	0.97	-3.95

Dwarskracht [kN]	-15.06	-3.00	-11.80	-3.00	-10.76	-3.00
Moment [kNm]	-14.62	-2.03	-11.43	-2.03	-9.16	-2.27
Normaalkracht [kN]	6.98	-3.00	3.79	-3.00	-2.40	-1.55
Spanning [N/mm ²]	11.35	-3.00	8.83	-2.03	7.13	-2.27

--- Hoge grondw.st. pass. zijde ---						
--- UGT laag --- UGT hoog ---						
	Waarde		Niveau		Waarde	
Verplaatsing [mm]	2.02		-3.95		0.97	
Dwarskracht [kN]	-11.80		-3.00		-10.76	
Moment [kNm]	-11.43		-2.03		-9.16	
Normaalkracht [kN]	3.79		-3.00		-2.40	
Spanning [N/mm ²]	8.83		-2.03		7.13	

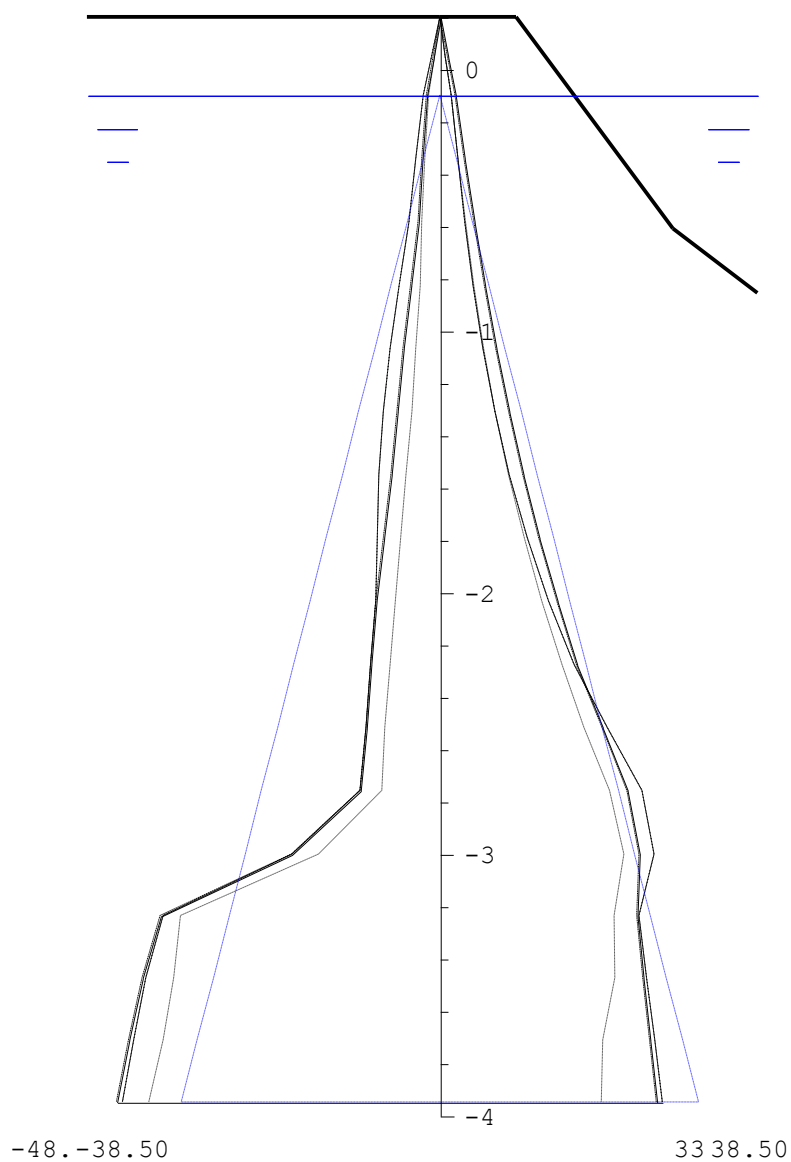
	-Lage gws pass. zijde-		-Hoge gws pass. zijde-	
	UGT laag		UGT hoog	
Scheefstand [1:mm]	2310	2054	2054	4263

Nr. Profielnaam	Dwarskracht [kN]	Max Moment [kNm]	Max Norm.kracht [kN]	Max Spanning [N/mm ²]
1 AZ13	-15.06	-14.62	6.98	11.4

UITVOER VAN DE ANKERGEGEVENS BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting					
Knp. Niveau	Verpl.	Bijk.Verpl.	Ankerkracht	-----> = +	Spanning
nr.	Horizontaal	Horizontaal	Horizontaal	P max	
[m]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]

UITVOER VAN DE ANKERGEGEVENS BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting					
Knp. Niveau	Verpl.	Bijk.Verpl.	Ankerkracht	-----> = +	Spanning
nr.	Horizontaal	Horizontaal	Horizontaal	P max	
[m]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]
(ber.nr. 1: UGT laag/hoge gws)					
1 0.20	-0.00	-0.00	6.95	6.95	-0.3
(ber.nr. 2: UGT hoog/hoge gws)					
1 0.20	-0.00	-0.00	3.29	3.29	-0.2
(ber.nr. 3: UGT laag/lage gws)					
1 0.20	-0.00	-0.00	6.95	6.95	-0.3
(ber.nr. 4: UGT hoog/lage gws)					
1 0.20	-0.00	-0.00	3.29	3.29	-0.2
(ber.nr. 5: BGT)					
1 0.20	-0.00	-0.00	8.47	8.47	-0.4

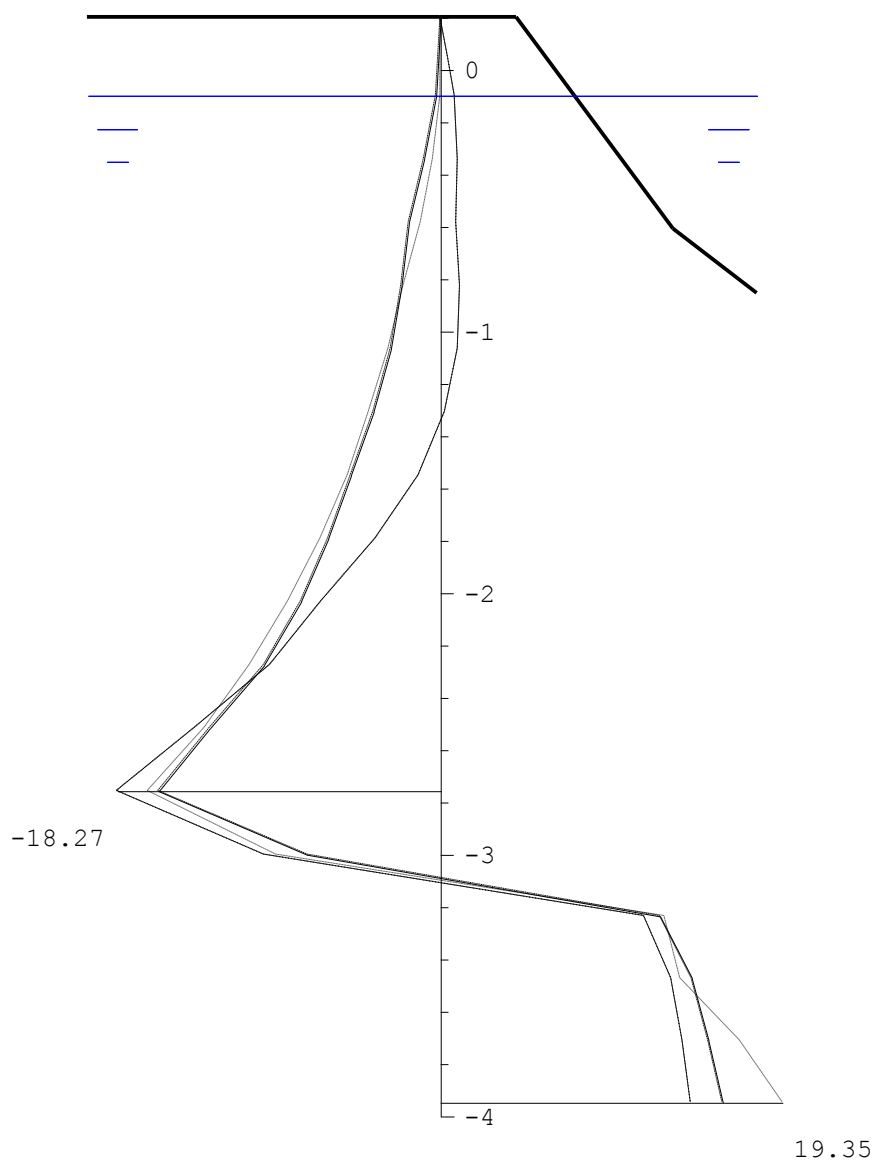
KORREL- EN WATERSPANNINGEN (kN/m²) BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting



Legenda

- | | |
|---------|--------------------|
| Legenda | BGT |
| | UGT laag, lage gws |
| | UGT hoog, lage gws |
| | UGT laag, hoge gws |
| | UGT hoog, hoge gws |

RESULTERENDE GRONDDRUKKEN (kN/m²) BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting

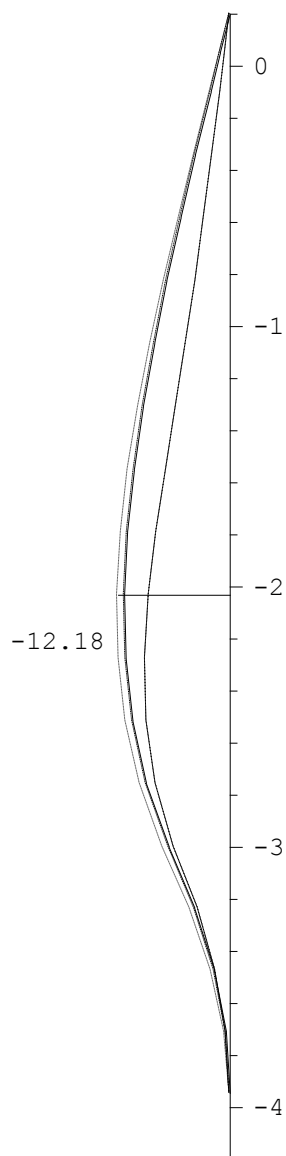


Legenda

- BGT
- UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

MOMENTEN (kNm)

BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting

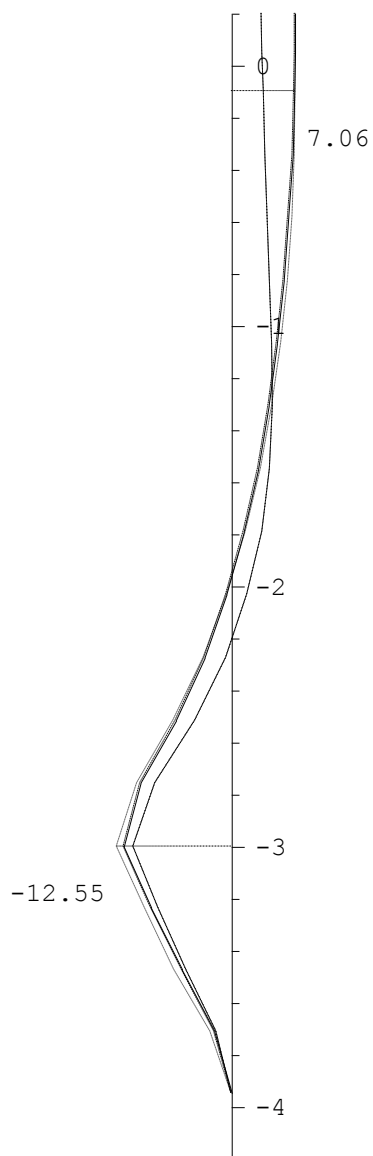


Legenda

- BGT
- - - - - UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- . - . - UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

DWARSKRACHTEN (kN)

BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting

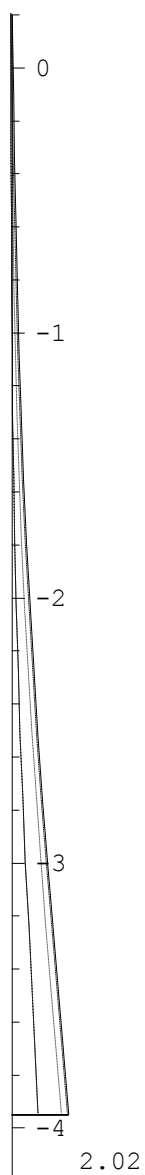


Legenda

- BGT
- UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

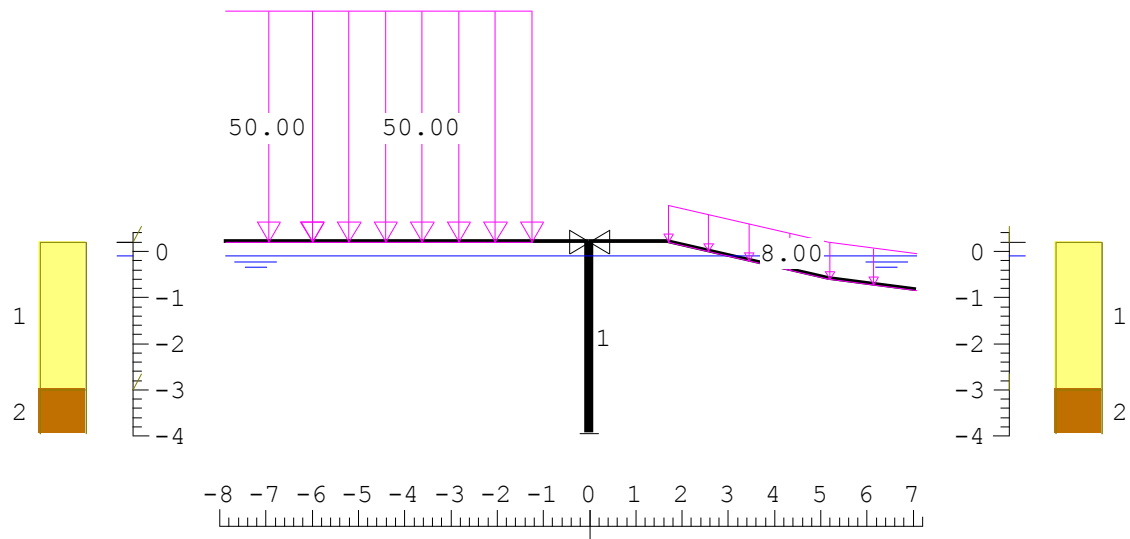
VERPLAATSINGEN (mm)

BOUWFASE: 1 Maaiveldbelasting



Legenda

- _____ BGT
- _____ UGT laag, lage gws
- _____ UGT hoog, lage gws
- _____ UGT laag, hoge gws
- _____ UGT hoog, hoge gws


OPTREDENDE MAXIMA IN DE WAND
BOUWFASE: 2 Grondbelasting

	----- BGT -----		--- UGT laag ---		--- UGT hoog ---	
	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau
Verplaatsing [mm]	5.13	-3.95	6.10	-3.95	2.85	-3.95
Dwarskracht [kN]	-39.57	-3.00	-30.91	-3.00	-28.12	-3.00
Moment [kNm]	-39.14	-2.03	-30.76	-2.03	-24.70	-2.27
Normaalkracht [kN]	26.99	-3.00	16.97	-3.00	12.13	-3.00
Spanning [N/mm ²]	30.90	-3.00	24.18	-2.03	19.26	-2.27

	--- Hoge grondw.st. pass. zijde ---		--- UGT laag ---		--- UGT hoog ---	
	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau	Waarde	Niveau
Verplaatsing [mm]	6.10	-3.95	2.85	-3.95		
Dwarskracht [kN]	-30.91	-3.00	-28.12	-3.00		
Moment [kNm]	-30.76	-2.03	-24.70	-2.27		
Normaalkracht [kN]	16.97	-3.00	12.13	-3.00		
Spanning [N/mm ²]	24.18	-2.03	19.26	-2.27		

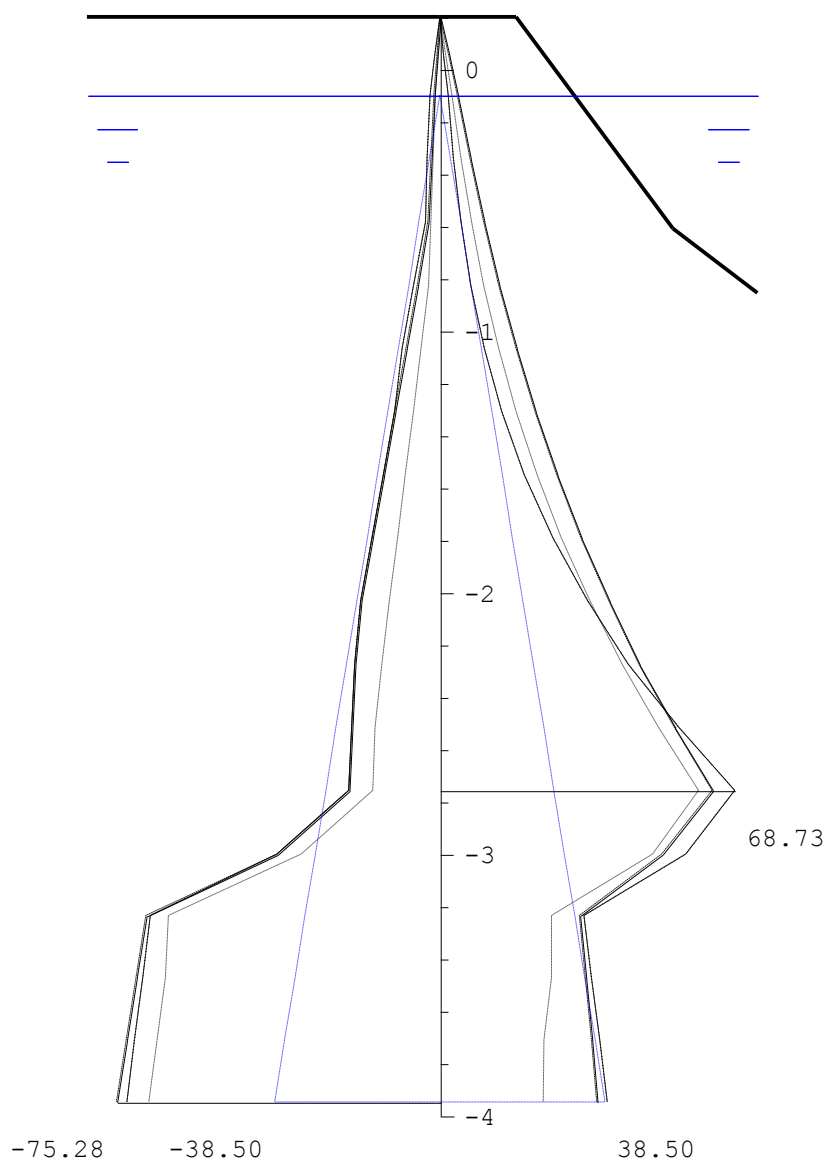
	-Lage gws pass. zijde-		-Hoge gws pass. zijde-	
	BGT	UGT laag	UGT laag	UGT hoog
Scheefstand [1:mm]	809	681	681	1457

Nr.	Profielnaam	Dwarskracht [kN]	Max Moment [kNm]	Max Norm.kracht [kN]	Max Spanning [N/mm ²]
1	AZ13	-39.57	-39.14	26.99	30.9

UITVOER VAN DE ANKERGEDEGENS
BOUWFASE: 2 Grondbelasting

Kn.	Niveau	Verpl.	Bijk.Verpl.	Ankerkracht	-----> = +	Spanning
nr.	[m]	Horizontaal [mm]	Horizontaal [mm]	Horizontaal [kN]	P max [kN]	[N/mm ²]
(ber.nr. 1: UGT laag/hoge gws)						
1	0.20	-0.00	-0.00	20.69	20.69	-1.0
(ber.nr. 2: UGT hoog/hoge gws)						
1	0.20	-0.00	-0.00	12.19	12.19	-0.6
(ber.nr. 3: UGT laag/lage gws)						
1	0.20	-0.00	-0.00	20.69	20.69	-1.0
(ber.nr. 4: UGT hoog/lage gws)						
1	0.20	-0.00	-0.00	12.19	12.19	-0.6
(ber.nr. 5: BGT)						
1	0.20	-0.00	-0.00	24.71	24.71	-1.2

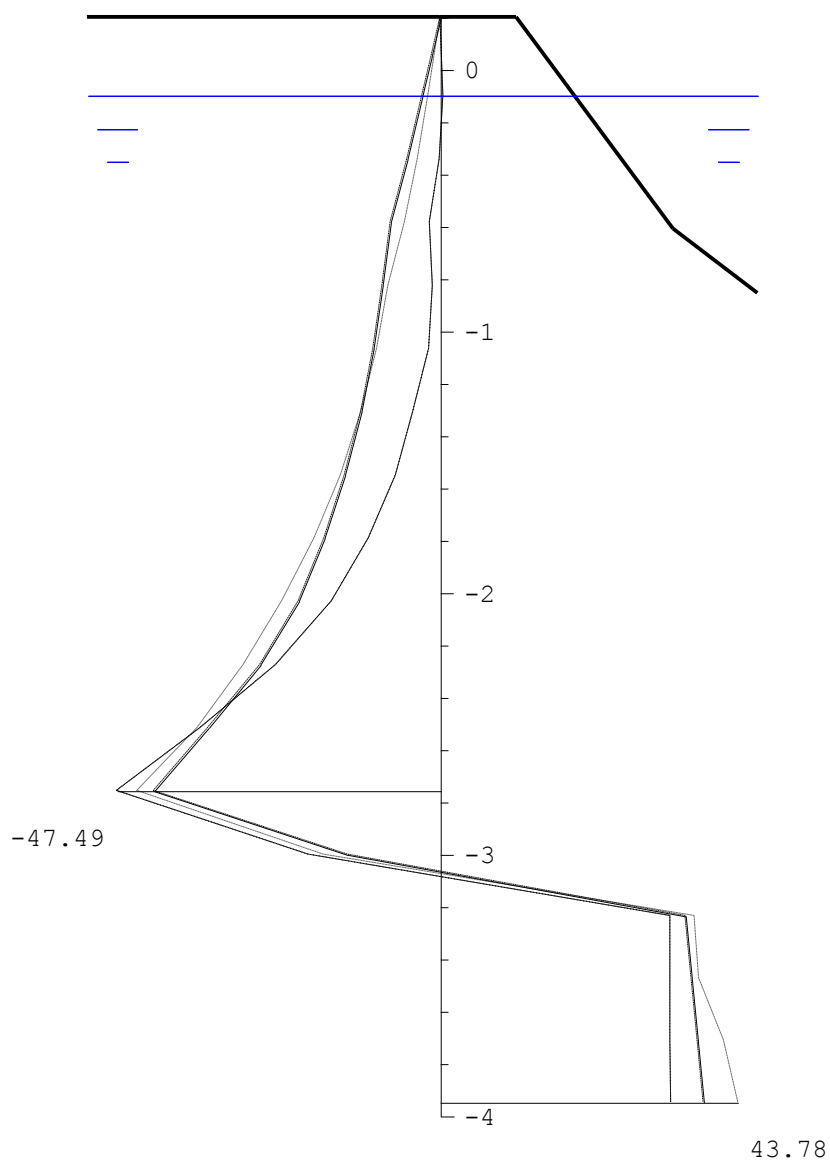
KORREL- EN WATERSPANNINGEN (kN/m²)
BOUWFASE: 2 Grondbelasting



Legenda

- BGT
- UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

RESULTERENDE GRONDDRUKKEN (kN/m²) BOUWFASE: 2 Grondbelasting

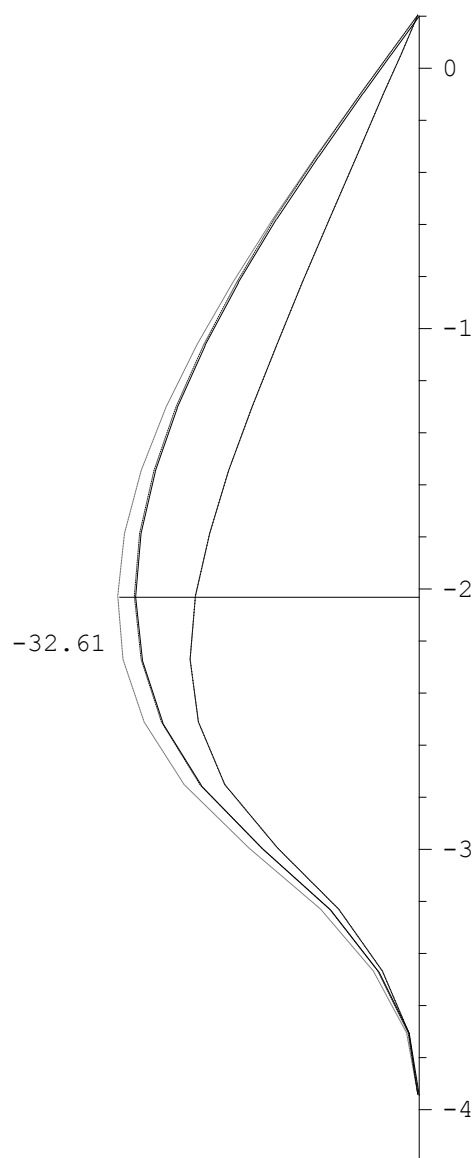


Legenda

- BGT
- UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

MOMENTEN (kNm)

BOUWFASE: 2 Grondbelasting

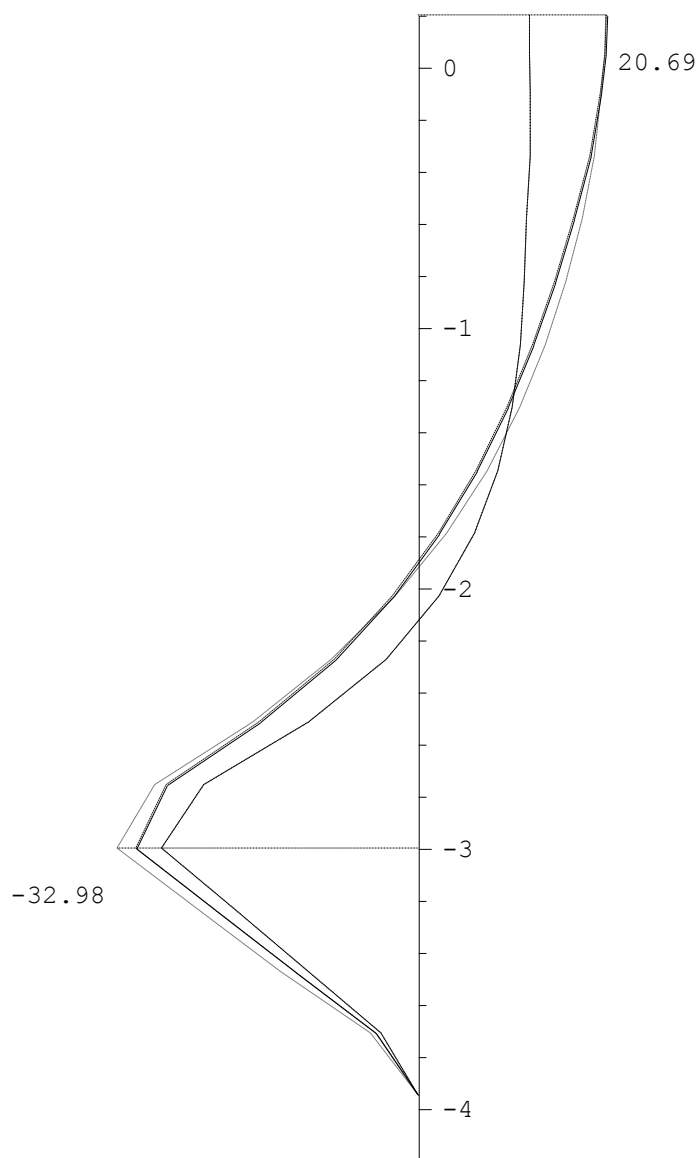


Legenda

- BGT
- - - UGT laag, lage gws
- ... UGT hoog, lage gws
- . - UGT laag, hoge gws
- - - UGT hoog, hoge gws

DWARSKRACHTEN (kN)

BOUWFASE: 2 Grondbelasting

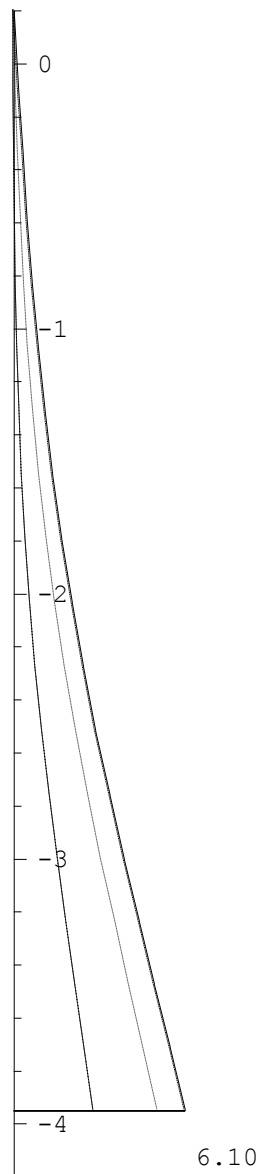


Legenda

- BGT
- UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- . - . - UGT laag, hoge gws
- — — — UGT hoog, hoge gws

VERPLAATSINGEN (mm)

BOUWFASE: 2 Grondbelasting



Legenda

- BGT
- - - UGT laag, lage gws
- UGT hoog, lage gws
- . - UGT laag, hoge gws
- UGT hoog, hoge gws

Waarschuwingen

LET OP : Cohesie is verrekend bij de toepassing van de Culmann-methode volgens de methode zoals beschreven in de help/handleiding. Dit is in afwijking van het boek 'Grondmechanica' door prof. A. Verruijt, die op blz. 147 stelt dat de Culmann-methode alleen geschikt is voor materialen zonder cohesie.

Bijlage 8. Toetsverslag op versie 1.0

Zie vanaf de volgende pagina.



Toetsformulier

Behorende bij:	Contract AI 2016-165: Brug, Waterkeringen en Watergang Wim Noordhoekkade.
-----------------------	--

Te toetsen document:	DO waterbouwkundige onderdelen (Watergang en waterkering (oeverbescherming) Versie 1.0 27-09-2017
-----------------------------	--

Door:	Franco Pantano, Kelvin Ko, Wim Koreman
--------------	---

Datum uitgevoerde toets:	18 oktober 2017
---------------------------------	------------------------

--

Bevindingen:

Definitief ontwerp Wim Noordhoekkade, Boskalis, versie 1.0, 3 oktober 2017

§ 2.1: DO-documenten ter acceptatie.

Naast de berekeningen en tekeningen betreffende de waterbouwkundige onderdelen van waterkering en watergang zijn toegevoegd:

- Constructief ontwerp brug 2030, 17094-BER-2030-CO-VH-902 versie 1.0, d.d. 2 oktober 2010
- Nota van uitgangspunten (NVU), 17094-NVU-2030-CO-VH-901, versie 1.0, d.d. 02-10-2017

Voor de reactie op deze documenten wordt verwezen naar het bijgevoegd Toetsformulier "DO brug en infrastructuur", d.d. 17 oktober 2017

DO waterbouwkundige onderdelen, ing. Bureau Boorsma, versie 1.0, 27-09-2017

Procesmatig:

Opdrachtgever heeft verschillende versies van het DO Waterbouwkundige onderdelen" zoals opgesteld door Boorsma ontvangen, allen gedateerd op 27-09-2017, maar verschillend van elkaar !

Nota van uitgangspunten is geen bewijsdocument, maar startdocument voor opstellen DO

Algemeen

- In het rapport 17094-BER-2030-CO-VH-902 missen we de beschouwing van de hydraulische belastingen op het landhoofd van brug 2030 op het Haveneiland als waterkerende constructie zijnde. Er is ook geen onderbouwing gevonden in deze en andere rapporten van het DO (17094-NVU-2030-CO-VH-901 en 17094-WA-GW-BER-910-1.0) dat deze beschouwing niet maatgevend of relevant is voor de 'Sterkte en Stabiliteit' van deze waterkerende constructie. Dit ondanks dat in het rapport 17094-NVU-2030-CO-VH-901 de te hanteren uitgangspunten tbv deze beschouwing worden genoemd. Samenvattend: wat ontbreekt is de uitwerking van "B5 Golfbelasting op een verticale wand" uit de Leidraad Kunstwerken.

- Het DO waterbouwkundige onderdelen, 17094-WA-GW-BER-910-1.0 is aangepast conform opmerkingen van 15 september 2017 van het IB, behalve voor het onderwerp 'wiepenrooster conform bestek gemeente Amsterdam aanleggen'. Volgens het DO wordt voor de delen van de stenenbekleding boven water geen wiepenrooster toegepast. Wel is een extra berekening toegevoegd: "Bijlage 4 Toetsing schuifweerstand op talud" waarmee aangetoond wordt dat de stenenbekleding stabiel is tegen glijden over de ondergrond van het talud. Echter de stabiliteit tijdens maatgevende omstandigheden (vooral hoge waterstanden) van de stenenbekleding tegen uitglijden, wordt in deze berekening niet aangetoond.

Per pagina

Pag. 4, § 1.3

Onderdeel "Landhoofd in waterkering" niet opgenomen in deze rapportage; verwijzing naar DO brug ontbreekt.

Pag. 5, § 1.4

Contract ontbreekt bij projectreferenties

Pag. 13, § 2.4.

Doordat het geotextiel door de breuksteen tegen het landhoofd wordt geklemd ontstaat ook voor (hemel)water over het maaiveld een grondicht (opgesloten) pakket.

Niet akkoord.

Op pagina 14 is mechanische bevestiging met overlengte aangegeven. Dit is acceptabel.

Pag. 18, figuur 2-12

Toelichten welk materiaal onder de basalt tegen de betonnen sluitband wordt aangebracht. Perkoenen aanbrengen door geotextiel niet acceptabel zonder aanvullende maatregelen om een grondichte oplossing te garanderen.

DO-tekeningen watergang en waterkering

- Op de bijgeleverde tekeningen wordt de benodigde kruinhoogte van het landhoofd aan de Haveneiland zijde wel aangegeven (NAP +2,10 m; op dwarsdoorsnede R-R van tekening WA-WH-TEK-206-0.2 wordt een verkeerde hoogte van NAP 2,0 m aangegeven?). Echter er wordt niet aangetoond dat alle onder de brug te plaatsen mantelbuizen boven deze kruinhoogte worden geplaatst (ligging onderkant mantelbuis is hoger dan kruinhoogte).
- Tekening landhoofd Haveneiland ontbreekt

Resultaat uitgevoerde toets:	Niet geaccepteerd
-------------------------------------	--------------------------

Toetsverslag is verwerkt.
31-10-2017

Toekstra