



Waterschap **Scheldestromen**

# Constructieve veiligheid kades Julianahaven te Yerseke

|                    |                            |
|--------------------|----------------------------|
| Versiedatum:       | 1 november 2022            |
| Versie:            | 1.0                        |
| Registratienummer: | -                          |
| Auteur:            | ir. A.J. v. Sabben         |
| Review:            | ir. C.T.J.D.M. Steenbergen |



## Inhoudsopgave

|       |                                                                      |    |
|-------|----------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | Inleiding.....                                                       | 5  |
| 1.1   | Aanleiding.....                                                      | 6  |
| 1.2   | Leeswijzer .....                                                     | 6  |
| 2     | Uitgangspunten .....                                                 | 7  |
| 2.1   | Aanpak .....                                                         | 7  |
| 2.1.1 | Beschouwde locaties .....                                            | 7  |
| 2.1.2 | Veiligheidsbenadering .....                                          | 8  |
| 2.2   | Uitgangspunten.....                                                  | 8  |
| 2.2.1 | Software .....                                                       | 8  |
| 2.3   | Grondopbouw en geotechnische sterkteparameters.....                  | 8  |
| 2.4   | Geometrie .....                                                      | 9  |
| 2.5   | Waterstanden .....                                                   | 9  |
| 2.6   | Grondwaterstanden .....                                              | 9  |
| 2.7   | Bovenbelasting .....                                                 | 10 |
| 2.7.1 | Locatie B.....                                                       | 10 |
| 2.7.2 | Locatie L.....                                                       | 10 |
| 2.7.3 | Locatie K.....                                                       | 11 |
| 2.8   | Overzicht uitgevoerde analyses.....                                  | 13 |
| 3     | Resultaten bestaande situatie .....                                  | 15 |
| 3.1   | Locatie B, Bakenweg .....                                            | 15 |
| 3.2   | Locatie L, loslocaties vrachtwagens .....                            | 15 |
| 3.3   | Locatie K, overslaglocatie Bakker bv .....                           | 15 |
| 4     | Maatregelen .....                                                    | 17 |
| 4.1   | Locatie B .....                                                      | 17 |
| 4.2   | Locatie L .....                                                      | 17 |
| 4.3   | Locatie K .....                                                      | 18 |
| 5     | Ontwerp bestorting .....                                             | 19 |
| 5.1   | Uitgangspunten.....                                                  | 19 |
| 5.2   | Ontwerp .....                                                        | 20 |
| 5.3   | Overige aspecten .....                                               | 20 |
| 6     | Conclusies .....                                                     | 22 |
| 6.1   | Locatie B (Bakenweg) .....                                           | 22 |
| 6.2   | Locatie L (loslocaties vrachtwagens) .....                           | 22 |
| 6.3   | Locatie K (overslaglocatie Bakker) .....                             | 23 |
| 7     | Referenties .....                                                    | 25 |
|       | Bijlage A .....                                                      | 26 |
|       | Bijlage B Laagwaterstanden Yerseke tussen 1-12-2019 en 1-1-2022..... | 27 |
|       | Bijlage C Hijslast diagram TK40 .....                                | 28 |
|       | Bijlage D Toetsing damwand bestaande situatie .....                  | 29 |
|       | Bijlage E Toetsing damwand met maatregel .....                       | 33 |

|           |                                      |    |
|-----------|--------------------------------------|----|
| Bijlage F | Ontwerpberekeningen bestorting ..... | 36 |
|-----------|--------------------------------------|----|

## Samenvatting

Naar aanleiding van verschillende onderzoeken [1] naar de damwanden in de Koningin Julianahaven en problemen die in het recente verleden zijn ontstaan, is in overleg met de gemeente Reimerswaal een nadere analyse uitgevoerd naar de veiligheid en het perspectief voor de toekomst van de damwanden. In de analyses is naar een aantal specifieke locaties gekeken te weten:

- a. De locatie langs de Bakenweg;
- b. De loslocaties voor vrachtwagens;
- c. De kade bij Bakker b.v. met de aanwezigheid van een kraan.

Op grond van de uitgevoerde analyses blijkt dat alle drie de locaties rekenkundig niet meer voldoen aan het beoogde veiligheidsniveau.

Ad. a) Bij de damwand langs de Bakenweg is het probleem gelegen in de sterkte van de damwand. Dit lijkt in overeenstemming met de eerdere problemen die gemeld zijn (het ontstaan van zogenaamde 'sinkholes', wegzakkend maaiveld). De damwand lijkt dermate ver weggeroest dat er onvoldoende reststerkte aanwezig is om de damwand veilig te gebruiken. Daarom zijn maatregelen getroffen in de vorm van het vrijhouden van de kaderand (1,5 m). Op deze wijze is de kade vooralsnog 1 jaar in stand te houden. Er dient wel met regelmaat gemonitord te worden op het ontstaan van sinkholes achter de kade.

Ad. b en c) Voor de loslocaties en de kade bij Bakker b.v. is het bodemniveau te laag en is de kade rekenkundig instabiel vanwege te weinig passieve grondweerstand. Een effectieve maatregel voor het verlengen van de levensduur van de kade is het realiseren van een bodemverhoging in de vorm van een bestorting voor de kade over een strookbreedte van 10 m tot een niveau van NAP-4,0 m. Door het nemen van deze maatregel wordt weer voldaan aan het beoogde veiligheidsniveau. De verwachte verlenging van de levensduur van de kade door deze maatregel is ca. 5 jaar; één en ander is afhankelijk van de mate van afroesting. De afroesting is in deze analyse geschat op basis van theoretische afroestssnelheden welke kan afwijken van de werkelijke afroestssnelheid. Daarom is het noodzakelijk de werkelijke afroesting te bepalen op basis van metingen om een betrouwbaardere prognose te kunnen maken van de restlevensduur van de kade.

Op basis van de uitgevoerde analyses is een aantal aspecten aangegeven waarvoor aanvullend onderzoek is aanbevolen, waaronder het bepalen van de werkelijke afroesting en het uitvoeren van grondonderzoek.

# 1 Inleiding

## 1.1 Aanleiding

Naar aanleiding van een door Lieveense CSO uitgevoerde analyse [1] en de uitgevoerde beoordeling van de waterkering (WBI2017) [8] is gebleken dat de huidige damwandconstructie in de Julianahaven te Yerseke niet voldoet aan het bouwbesluit en ook niet voldoet t.a.v. de normen die gelden vanuit de Waterwet. Tevens is door verschillende partijen (gebruikers van de kade en de gemeente Reimerswaal) aangegeven dat er sprake is van gaten in de damwand waar water uitloopt en het ontstaan van zogenaamde 'sinkholes' in het maaiveld direct achter de damwand. Hierbij is in het verleden reeds een kraan die op de kade stond, verzakt.

Gezien de uitkomsten van de analyses en de opgetreden problemen is er aanleiding om maatregelen te treffen om met name de gebruiksveiligheid van de kade te borgen. In deze memo is een analyse opgenomen waarin mogelijke tijdelijke maatregelen zijn beschreven.



Figuur 1-1: Locatie Julianahaven te Yerseke

## 1.2 Leeswijzer

Deze rapportage bevat een analyse van de damwanden in de Koningin Julianahaven te Yerseke. De verschillende aspecten zijn terug te vinden in de verschillende hoofdstukken en bijlagen waarbij hoofdstuk 2 de aanpak en uitgangspunten beschrijft. Specifiek paragraaf 2.8 geeft de uiteindelijke met D-Sheet Piling uitgevoerde berekeningen weer per beschouwde locatie. In hoofdstuk 3 zijn de resultaten van de bestaande situatie weergegeven. Op basis van deze resultaten is het effect van de meest voor de hand liggende maatregel onderzocht in hoofdstuk 4. In hoofdstuk 5 is de maatregel op hoofdlijnen gedimensioneerd. Hoofdstuk 6 geeft de conclusie en aanbevelingen voor het vervolg.

## 2 Uitgangspunten

Dit hoofdstuk bevat een beschrijving van de aanpak met een afbakening welke aspecten wel en niet beschouwd zijn en de gehanteerde uitgangspunten.

### 2.1 Aanpak

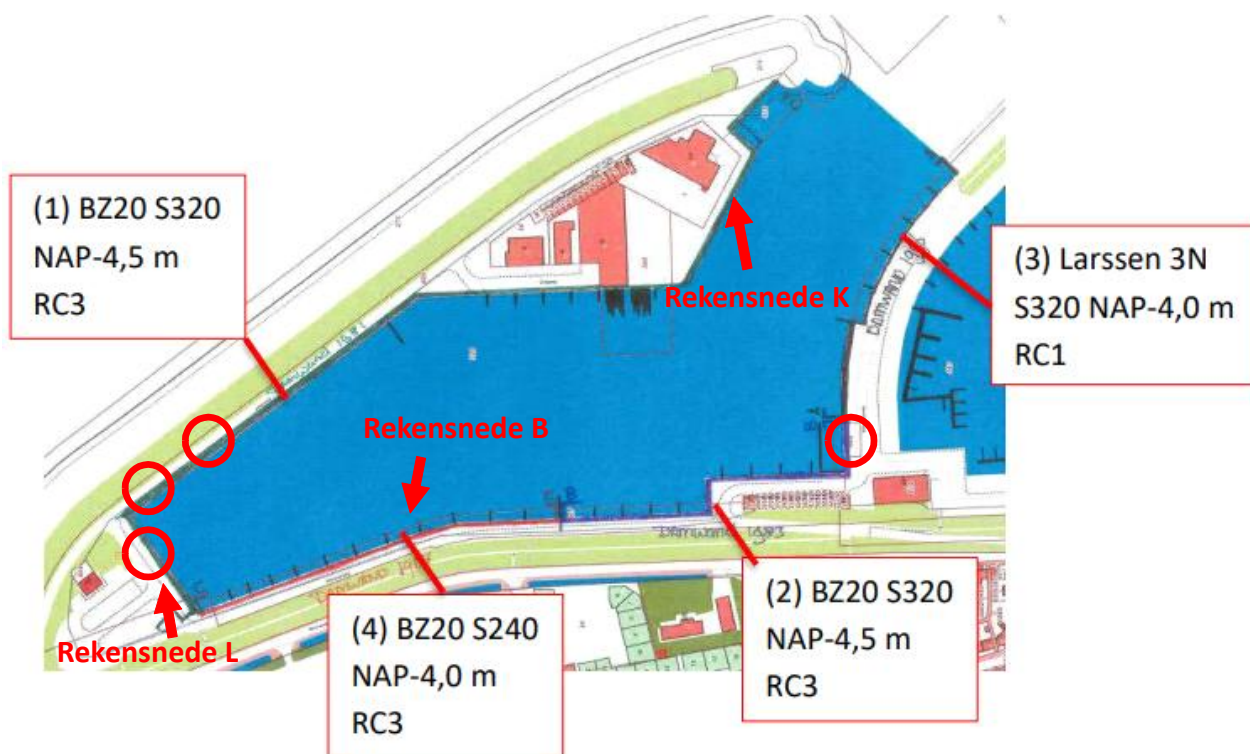
#### 2.1.1 Beschouwde locaties

Er is gebruik gemaakt van de analyse van Lieveense CSO [1]. In deze betreffende analyse zijn voor vier locaties analyses opgenomen. De locaties zijn aangegeven in Figuur 2-1: Rekenlocaties uit [1] (Let op: In deze analyse is afgeweken van de hier weergegeven bodemniveaus en RC-classes, zie specifieke uitgangspunten).

als (1) tot en met (4). Voor de voorliggende analyse zijn de volgende drie rekensneden beschouwd:

- Locatie (4) ter plaatse van de Bakenweg omdat deze een directe invloed heeft op de waterveiligheid. De locatie wordt verder aangeduid als locatie/rekensnede 'B' en de damwanden op deze locatie hebben een staalkwaliteit S235. Achter de damwand zijn twee watertransportleidingen aanwezig (Ø800 mm, [6]). Er worden voor deze transportleidingen geen speciale belastingen aangehouden die op de damwand werken. Omdat het om watertransport gaat, geldt dat het gewicht van de leiding inclusief vloeistof resulteert in een lagere belasting dan een zandaanvulling.
- Ook wordt ingegaan op de belastingsituatie bij overslag door een kraan bij Bakker b.v. (aangegeven als 'Rekensnede K'). Volgens [1] betreft dit een damwand met staalkwaliteit S320. De locatie wordt verder aangeduid als locatie/rekensnede 'K'.
- De locaties voor overslag middels vrachtwagens (storten vanuit vrachtwagen in een schip) zijn weergegeven middels rode cirkels in Figuur 2-1. Voor de analyse is specifiek naar de loslocatie aan het einde van de haven gekeken, aangegeven als 'Rekensnede L'. Bij deze belastingsituatie wordt gerekend met de constructieve gegevens van locatie (1) uit Figuur 2-1 (S320). De locatie wordt verder aangeduid als locatie/rekensnede 'L'.

De specifieke uitgangspunten voor de verschillende analyses zijn opgenomen in de volgende paragraaf.



Figuur 2-1: Rekenlocaties uit [1] (Let op: In deze analyse is afgeweken van de hier weergegeven bodemniveaus en RC-classes, zie specifieke uitgangspunten).

### 2.1.2 Veiligheidsbenadering

Voor de analyse is alleen een toets op afkeur uitgevoerd. Dit houdt in dat de veiligheidsfactoren zijn aangescherpt en dat getoetst is of de constructie nog voldoet ten aanzien van het vereiste veiligheidsniveau. In dit geval is getoetst op afkeur voor RC2 volgens de NEN8707.

Als referentieperiode voor de beoordeling bij afkeur volgens de NEN8700 geldt een referentieperiode van 15 jaar. Omdat grote onzekerheid bestaat over de werkelijke sterkte en mate van afroesting en er bij de analyse niet is gerekend met toekomstige afroesting over de referentieperiode ten opzichte van de huidige geschatte staat van de damwand, kan niet zonder meer van deze referentieperiode worden uitgegaan als restlevensduur. De geldigheidsduur van de voorliggende analyse is afhankelijk van de werkelijk optredende en opgetreden afroesting. De werkelijk afroesting is momenteel niet bekend en dient daarom bepaald te worden (onderzoek is reeds uitgezet, zie voorstel in [9]).

## 2.2 Uitgangspunten

### 2.2.1 Software

De analyses zijn uitgevoerd met D-Sheet Piling versie 22.1.

### 2.3 Grondopbouw en geotechnische sterkteparameters

Omdat op dit moment maar beperkt grondonderzoeksgegevens bekend zijn, is voor de analyse de grondopbouw overgenomen uit [1], weergegeven in bijlage A. Voor alle drie de rekensneden is dezelfde opbouw aangehouden.

## 2.4 Geometrie

Onder geometrie wordt in dit geval de ligging van het maaiveld en het bodemniveau verstaan. Het niveau van de bodem in de haven is gebaseerd op de peiling van februari 2020 [4]. Uitgangspunt is dat in deze peiling het vaste bodemniveau is weergegeven.

Het gepeilde niveau bij de Bakenweg (locatie B) ligt rond NAP-3,5 m met lokale ontgrondingskuilen tot NAP-4,5 m. Het aangehouden bodemniveau is NAP-3,5 m omdat het uitgangspunt is dat met spreiding van de krachten in de damwand het effect van de lokale ontgrondingskuilen beperkt zal zijn. Daarnaast is onderzocht bij welk bodemniveau de kadeconstructie instabiel wordt. Hiervoor is het bodemniveau in stappen verlaagd naar NAP-4,0 m (analyses B4 en B5 cf. Tabel 2-4).

Voor de locatie met de overslag door een kraan (locatie K) is een bodemniveau van NAP-4,2 m aangehouden.

Voor de overslaglocatie (locatie L) is een bodemniveau van NAP-4,8 m aangehouden op basis van de peiling.

Voor alle locaties geldt dat de deksloof en het maaiveld op een niveau van NAP+3,4 m ligt.

## 2.5 Waterstanden

Voor de waterstanden zijn de volgende waarden gegeven:

LWS in de haven van NAP-2,03 m (conform [1], dit lijkt overeen te komen met de resultaten van de metingen van het waterstandmeetpunt bij Yerseke waar de afgelopen drie jaar geen waterstanden lager dan NAP-2,00 m zijn gemeten, zie bijlage B). Voor regulier/dagelijks gebruik lijkt deze waterstand daarom een logische keuze.

ALS(extreem laag, analyse B3A): NAP-3,25 m (onderschrijdingskans van 1/250 per jaar) [1]. Deze situatie wordt gezien als een extreme situatie.

Bij de verschillende analyses is onderzocht bij welke waterstanden de veiligheid nog voldoende is. Dit is gedaan door het kiezen van een waterstand waarbij de kadeconstructie nog juist stabiel is. Deze analyses geven inzicht in de aanwezige veiligheid en mogelijkheden tot gebruik.

## 2.6 Grondwaterstanden

Als gemiddelde grondwaterstand is een waarde van NAP+0,28 m (cf. [1]) gehanteerd. Als de damwand werkelijk lek is, is deze waterstand waarschijnlijk lager wanneer een laagwater optreedt. E.e.a. is afhankelijk van de doorlatendheid van de grond direct achter de kade. Vanwege de gaten in de damwand is de verwachting dat het grondwaterpeil achter de damwand relatief snel mee daalt met de buitenwaterstand.

De verwachting is dat bij een extreem lage buitenwaterstand (1/250 per jaar onderschrijdingskans), ook de grondwaterstand achter de kade wat verder mee zakt dan onder reguliere laagwatersituaties. Voor deze situatie wordt een grondwaterstand van NAP+0,03 m (cf. [1]) aangehouden.

Voor beide situaties geldt dat een meting van de grondwaterstand achter de damwand meer inzicht kan geven in de werkelijk te verwachten grondwaterstand achter de kadeconstructie.

Verder is aangehouden dat de stijghoogte in de laag onder NAP-8,6 m (zand, los) NAP+0,03 m is. De aanname is dat door de waterremmende lagen, de stijghoogte in deze laag niet snel wijzigt en dat een 'gemiddelde' stijghoogte aanwezig is die ongeveer gelijk is aan de gemiddelde buitenwaterstand.

## 2.7 Bovenbelasting

### 2.7.1 Locatie B

In de dagelijkse praktijk blijkt de kade langs de Bakenweg voornamelijk gebruikt te worden voor het opstellen van auto's en bestelbusjes. De bovenbelasting is in dat geval niet groter dan ca. 3 kN/m<sup>2</sup> (300 kg/m<sup>2</sup>). Er wordt gerekend met een representatieve bovenbelasting van 3 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 10 m. Omdat momenteel reeds een maatregel geldt waarbij auto's op ca. 2 m uit de damwand geparkeerd mogen worden, is de afstand van deze belasting tot de damwand ook op minimaal 2 m uit de damwand geschematiseerd. Belastingen op meer dan 10 m uit de kade geven geen significante bijdrage aan de belasting van de kadeconstructie en zijn daarom niet meegenomen in de analyse.

Tabel 2-1: Belastingen parkeervakken

| Nr. | Belastingssituatie | Totale belasting [kg] | Spreadingsopp.              | Belasting              |
|-----|--------------------|-----------------------|-----------------------------|------------------------|
| B_I | Auto's             | Ca. 2000              | 2,0 x 3,0 [m <sup>2</sup> ] | 3 [kN/m <sup>2</sup> ] |

### 2.7.2 Locatie L

Voor deze locatie is een belasting voorzien als gevolg van lossende vrachtwagens. Ter plaatse van de loslocaties worden schelpen (met en zonder schaaldieren) overgeslagen naar schepen. Deze worden direct over de kaderand in het ruim van een schip gestort. Dit wordt voornamelijk gedaan bij lagere waterstanden. Hierbij zijn de volgende aannames gedaan:

- Het lossen gebeurt met 30 tons vrachtwagens. Gerekend wordt met 30 ton belasting vanuit de aanhanger/trailer van een vrachtwagen. De afmetingen zijn overgenomen uit [7], combinatie trekker- oplegger met een lengte van 16,50 m en een assenstel met drie assen, h.o.h. 1,50 m.
- Er worden twee situaties onderscheiden:
  1. Een vrachtwagen die aan komt rijden waarbij de belasting van 30 ton gespreid wordt over de drie assen van de trailer en de assen van de oplegger. De aanname wordt gedaan dat de belasting in dat geval voor 50% afdraagt via de assen van de oplegger.
  2. Een vrachtwagen die gaat lossen. In dat geval staat de achterste as op de deksloof. De vracht wordt over de rand van de kade in een schip gestort. Het gewicht van de lading verplaatst in dat geval volledig naar de achterste drie assen van de trailer. De aanname is dat elke as dan 1/3 van de totale belasting afdraagt. De achterste as draagt direct af naar de deksloof (aanname dat de belasting van de achterste as spreidt over een afstand van 10 m). In werkelijkheid zal bij het storten niet de volledige last op de achterste drie assen komen omdat bij het begin van het storten de belasting verdeeld wordt over de cilinder en het scharnier van de bak en later de belasting afneemt doordat een deel van de lading reeds de oplegger heeft verlaten.
- De aangehouden breedte van de vrachtwagen is 2,5 m. Omdat bij de loslocaties stelconplaten liggen van 2 m x 2 m (zie Figuur 2-2), betekent dit dat de aslast in de breedte altijd afgedragen wordt naar 2 stelconplaten. Als aangehouden lastspreidingsbreedte wordt 4 m aangehouden. De voorste as van de trailer staat in deze positie op de klinkers maar door spreiding in de fundering van de verharding zal ook hier sprake zijn van spreiding voordat de belastingen op de constructie aangrijpen.
- In de lengterichting wordt onderscheid gemaakt in situatie 1 (aanrijden) en 2 (lossen). Bij het aanrijden spreidt de belasting over drie assen met een h.o.h. afstand van 1,5 m. De last spreidt in dat geval over een lengte van ca. 4,5 m. Bij het lossen wordt er vanuit gegaan dat het volledige gewicht (30 ton) verdeeld wordt over de achterste drie assen. De achterste as draagt direct af naar de deksloof.

- Voor de belasting van de assen van de trekker (vrachtwagen) op het maaiveld wordt de maaiveldbelasting van de trailer voor het aanrijden vermenigvuldigd met 1,5 als eerste conservatieve inschatting (gewicht trekker ligt rond 8 ton, DAF XF). Het oppervlak waarop deze belasting gemodelleerd wordt wijkt ook iets af vanwege de afwijkende configuratie van de assen van de trekker. Deze belasting staat echter op grotere afstand van de kade en zal daarom naar verwachting geen significant effect hebben op de belasting op de damwand.



Figuur 2-2: Rij met stelconplaten bij de loslocatie

Tabel 2-2: Belastingen vrachtwagen

| Nr.                                                                                                                                         | Belastingssituatie        | Totale belasting [kg]                 |        | Spreidingsopp.              | Belasting [kN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------|-----------------------------|--------------------------------|
| L_I                                                                                                                                         | Aanrijdend, assen trailer | 15.000                                |        | 4,5 x 4,0 [m <sup>2</sup> ] | 8,2                            |
| L_II                                                                                                                                        | Aanrijdend, assen trekker | - <sup>1</sup>                        |        | 6,5 x 4,0 [m <sup>2</sup> ] | 12,3                           |
| L_III                                                                                                                                       | Lossen, assen trailer     | 30.000, waarvan<br>direct op deksloof | 10.000 | 3,0 x 4,0 [m <sup>2</sup> ] | 16,4                           |
| L_IV                                                                                                                                        | Lossen, assen trekker     | - <sup>1</sup>                        |        | 6,5 x 4,0 [m <sup>2</sup> ] | 12,3                           |
| 1. De belasting in het D-Sheetmodel is ingeschat op basis van de belasting L_I en niet op basis van een totale belasting vanuit de trekker. |                           |                                       |        |                             |                                |

### 2.7.3 Locatie K

Bij de locatie van Bakker bv is sprake van een belasting door een kraan, zie Figuur 2-3. De is kraan noodzakelijk voor overslag van machines en materiaal naar schepen. Aangegeven is dat de betreffende kraan een hijscapaciteit heeft van 20 ton. Deze belasting wordt voor deze locatie als maatgevende belasting beschouwd. Voor deze belasting zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Het betreft een kraan met een eigengewicht van 17 ton<sup>1</sup>;
- De maximale hijslast voor overslag naar schepen is 8 ton, dit houdt verband met de hijslast op grotere afstand. Deze schatting is gebaseerd op een hijslastdiagram van het mo-

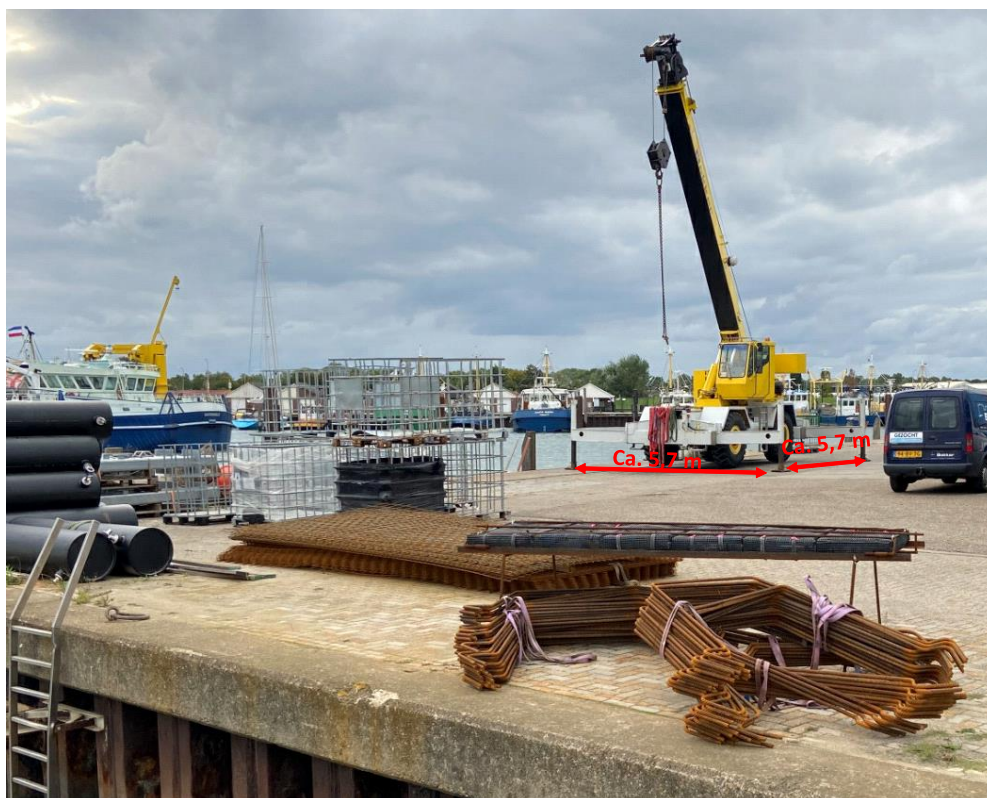
<sup>1</sup> Een telescoopkraan met een hijscapaciteit van 55 ton heeft een eigen gewicht van 36 ton, zie: <https://brinkkraanverhuur.nl/p/telescoopkraan-55-ton/>. Op grond daarvan is een eigengewicht voor een 20-tons telescoopkraan in eerste instantie ingeschat op 18 ton.

del TK40 van Kuiphuis (zie bijlage C). Dit is een conservatieve inschatting omdat het betreffende diagram geldig is voor een 40 tons kraan en er hier sprake is van een lichtere kraan;

- De afstand tussen de stempels in lengte en in breedte-richting is op 5,7 m aangehouden, ingeschat op basis van foto's;
  - De volgende belastingsituaties zijn beschouwd: K\_I: Een beperkte bovenbelasting op de kade als gevolg van klein materieel (auto's); K\_II: Maximale belasting op de stempels van de kraan aan de zijde van het water wanneer een last wordt overgeslagen op een schip. Voor deze situatie is aangehouden dat het volledige gewicht van de kraan en belasting op deze twee stempels terecht komt (kantelpunt). Verder wordt aangehouden dat de belasting uit de stempels in de ondergrond spreidt over een oppervlak van 2 m x 2 m. Waarschijnlijk treedt dit reeds op door spreiding door de verhardingsopbouw. Om hier zeker van te zijn kunnen stempelplaten van 2 m x 2 m of rijplaten worden toegepast. De stempels worden verondersteld op 1 m uit de deksloof te staan; K\_III: De stempels aan de waterzijde worden direct op de deksloof geplaatst. K\_IV: Belasting op de stempels aan de landzijde in het geval de kraan aan de waterzijde afstempelt op de deksloof. De belasting is in dit geval gelijk aan die van K\_II maar de locatie is aan de landzijde. Voor de situatie met afstempeling op de deksloof kan dit mogelijk een maatgevende belasting vormen.
- Voor belastinggeval K\_II tot en met K\_IV wordt de volledige belasting door de kraan en de last gespreid over twee stempels.
- Voor spreiding van de belasting voor belastinggeval K\_III wordt de volledige kraanbelasting gespreid over een dekslooflengte van 10 m (de mootlengte van de deksloof lijkt op basis van Street Smart zelfs 20 m).
  - K\_IV: Als gevolg van de afstand tot de damwand zal de stempelbelasting in de lengterichting langs de damwand spreiden. Er wordt in dit geval uitgegaan van een spreidingslengte die gelijk is aan de lengte van de kraan + 2 m (spreiding tot 1 m naast de lengte van de kraan).

Tabel 2-3: Belastingen uit kraan

| Nr.   | Belastingssituatie                           | Totale belasting [kN] | Last / stempel [kN] | Spreidingsopp.                   | Belasting in model        |
|-------|----------------------------------------------|-----------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------------|
| K_I   | terreinbelasting                             | n.v.t.                | n.v.t.              | n.v.t.                           | 5,0 [kN/m <sup>2</sup> ]  |
| K_II  | kraan op 1 m uit deksloof                    | 170+80<br>=250        | 125                 | 2x2 [m <sup>2</sup> ]            | 31,3 [kN/m <sup>2</sup> ] |
| K_III | kraan op deksloof                            | 170+80<br>=250        | 125                 | n.v.t.                           | 25 [kN/m]                 |
| K_IV  | Stempels landzijde<br>i.g. kraan op deksloof | 170+80<br>=250        | 125                 | 2x(5,7+2x1)<br>[m <sup>2</sup> ] | 16,2 [kN/m <sup>2</sup> ] |



Figuur 2-3: Belastingen bij Bakker b.v.

## 2.8 Overzicht uitgevoerde analyses

In Tabel 2-4 tot en met Tabel 2-6 zijn de uitgevoerde analyses opgenomen. Er is voor locatie 4 uit Figuur 2-1 (de Bakenweg, analyses met een 'B'), voor de overslaglocatie van de kraan bij Bakker b.v. (analyses aangegeven met een 'K') en de loslocatie (havenplateau tussen de Ankerweg en de Bakenweg, aangegeven met een 'L') een aantal analyses uitgevoerd.

Voor de locatie bij de Bakenweg zijn de analyses B1 en B2 relevant. De analyses B3 en B4 zijn gevoeligheidsanalyses ten aanzien van het bodemniveau. Analyse B2A betreft een extreme situatie met een waterstand die een zeer lage kans van voorkomen heeft. Het resultaat uit deze analyse is niet direct relevant gezien de restlevensduur van de constructie.

Tabel 2-4: Beschouwde situaties Bakenweg (locatie B)

| Analyse | Bodemniveau [m+NAP] | Grondwaterstand [m+NAP] | Waterstand [m+NAP] | Belasting [kPa]        |
|---------|---------------------|-------------------------|--------------------|------------------------|
| B1      | -3,5                | 0,28                    | -2,03              | geen                   |
| B2      | -3,5                | 0,28                    | -2,03              | B_I (x=2,0 tot x=12,0) |
| B3      | -3,8                | 0,28                    | -2,03              | B_I (x=2,0 tot x=12,0) |
| B4      | -4,0                | 0,28                    | -2,03              | B_I (x=2,0 tot x=12,0) |
| B2A     | -3,5                | 0,03                    | -3,25              | B_I (x=2,0 tot x=12,0) |

Voor de loslocaties geldt dat analyses zijn uitgevoerd met een gemiddelde waterstand (L1 tot en met L3) en een situatie met een waterstand waarbij de kade rekenkundig nog net voldoet (L4 tot en met L6). Logischer wijs geven de analyses L4 tot en met L6 de maatgevende resultaten.

Tabel 2-5: Beschouwde situaties voor loslocaties (locatie L)

| Analyse | Bodemniveau [m+NAP] | Grondwaterstand [m+NAP] | Waterstand [m+NAP] | Belasting     |
|---------|---------------------|-------------------------|--------------------|---------------|
| L1      | -4,8                | 0,28                    | +0,03              | Geen          |
| L2      | -4,8                | 0,28                    | +0,03              | L_I en L_II   |
| L3      | -4,8                | 0,28                    | +0,03              | L_III en L_IV |
| L4      | -4,8                | 0,28                    | -1,20              | Geen          |
| L5      | -4,8                | 0,28                    | -1,20              | L_I en L_II   |
| L6      | -4,8                | 0,28                    | -1,20              | L_III en L_IV |

Bij de overslaglocatie bij Bakker b.v. zijn meerdere belastingsituaties beschouwd waarbij gekeken is naar een terreinbelasting door opgeslagen materiaal en overslag door een kraan (zie voor de verschillende belastingscenario's paragraaf 2.7.3). Ook hier is weer een onderscheid gemaakt tussen een gemiddelde waterstand (K1 tot en met K5) en de laagste waterstand waarbij de kade zonder maatregelen, rekenkundig nog voldoet (K6 tot en met K10).

Tabel 2-6: Beschouwde situaties voor overslag Bakker bv (locatie K)

| Analyse | Bodemniveau [m+NAP] | Grondwaterstand [m+NAP] | Waterstand [m+NAP] | Belasting |
|---------|---------------------|-------------------------|--------------------|-----------|
| K1      | -4,2                | 0,28                    | +0,03              | geen      |
| K2      | -4,2                | 0,28                    | +0,03              | K_I       |
| K3      | -4,2                | 0,28                    | +0,03              | K_IV      |
| K4      | -4,2                | 0,28                    | +0,03              | K_III     |
| K5      | -4,2                | 0,28                    | +0,03              | K_II      |
| K6      | -4,2                | 0,28                    | -1,50              | geen      |
| K7      | -4,2                | 0,28                    | -1,50              | K_I       |
| K8      | -4,2                | 0,28                    | -1,50              | K_IV      |
| K9      | -4,2                | 0,28                    | -1,50              | K_III     |
| K10     | -4,2                | 0,28                    | -1,50              | K_II      |

### 3 Resultaten bestaande situatie

De berekende snedekrachten en gemobiliseerde grondweerstand voor de verschillende locaties zijn in Bijlage D weergegeven. Tevens is in die bijlage de toetsing van de doorsnedekrachten uitgevoerd. Met de analyses is de situatie beschouwd waarbij de constructie geotechnisch nog net stabiel is. Dit betekent in de meeste gevallen dat de momentcapaciteit van de damwanden licht wordt overschreden. In dit hoofdstuk worden de resultaten voor de verschillende locaties geduid.

#### 3.1 Locatie B, Bakenweg

Voor deze locatie zijn verschillende analyses uitgevoerd. Omdat momenteel al een maatregel is genomen om de belasting te verlagen, is de situatie met de genomen maatregel als relevant beschouwd. Dit betreft de berekeningen B1 en B2. Hieruit volgt dat voor deze locatie de sterkte van de damwand (de momentcapaciteit) wordt overschreden met circa 5% ( $UC=1,05$ ). Deze overschrijding treedt op in de spatzone. Rond het bodemniveau is de momentcapaciteit voldoende. Omdat de aangehouden afroesting is gebaseerd op theoretische waarden, is de situatie mogelijk nog minder gunstig dan uit de analyse volgt omdat blijkt dat langs dit deel van de kade verscheidene sinkholes zijn opgetreden wat kan duiden op putcorosie met gaten in de damwanden. De geotechnische stabiliteit van de kade blijkt in alle gevallen voldoende. Uit de gevoeligheidsanalyses volgt dat een beperkte verlaging van het bodemniveau (tot NAP-3,8 m) niet direct leidt tot een instabiele damwand maar dat de overschrijding van de momentcapaciteit wel toeneemt.

#### 3.2 Locatie L, loslocaties vrachtwagens

Bij de loslocaties wordt bij een waterstand van NAP-1,2 m de momentcapaciteit van damwand licht overschreden (met ca. 5%,  $UC=1,05$ ). Dit betekent dat de damwand hier mogelijk plastisch gaat vervormen. Ook voor deze locatie geldt dat gerekend is met een theoretische afroesting welke kan afwijken van de werkelijk opgetreden afroesting wat van invloed kan zijn op de veiligheid van de damwand.

Verder blijkt dat de geotechnische sterkte bij een dergelijke waterstand volledig wordt gemobiliseerd in het geval er gelost wordt met vrachtwagens maar ook onbelast wordt bijna de volledige weerstand gemobiliseerd. Het verschil tussen een situatie met en zonder belasting op de kade is zeer beperkt. Omdat jaarlijks meerdere laagwaterstanden beneden NAP-1,2 m optreden geldt dat de kade rekenkundig niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau. Omdat tot nog toe de damwand niet is bezweken, is het waarschijnlijk dat de werkelijke veiligheid groter is dan volgt uit de analyse.

#### 3.3 Locatie K, overslaglocatie Bakker bv

Bij Bakker b.v. voldoet de constructie aan de beoogde veiligheid (RC2) zolang de waterstand gelijk of hoger is dan NAP-1,5 m. De momentcapaciteit van de damwand is voldoende ( $UC=0,99$ ). Bij waterstanden beneden NAP-1,8 m is de damwand rekenkundig instabiel, de geotechnische sterkte aan de passieve zijde wordt overschreden. Uit de verschillende analyses blijkt dat de exacte locatie van de kraanbelasting slechts geringe invloed heeft op de optredende snedekrachten.

Ook voor deze locatie geldt dat gerekend is met een theoretische afroesting welke kan afwijken van de werkelijk opgetreden afroesting wat van invloed kan zijn op de veiligheid van de damwand.

Omdat jaarlijks meerdere laagwaterstanden beneden NAP-1,5 m optreden geldt dat de kade rekenkundig niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau. Omdat tot nog toe de damwand

niet is bezwaken, is het waarschijnlijk dat de werkelijke veiligheid groter is dan volgt uit de analyse.

## 4 Maatregelen

Omdat uit de analyse blijkt dat niet aan het beoogde veiligheidsniveau (RC2, afkeur) wordt voldaan, is gezocht naar mogelijke maatregelen voor het tijdelijk in bedrijf houden van de kades tot een definitieve oplossing is bedacht voor de kades. Ook bij het treffen van maatregelen wordt weer onderscheid gemaakt naar de verschillende locaties.

### 4.1 Locatie B

Voor de locatie langs de Bakenweg blijkt het probleem met name veroorzaakt door de slechte staat van de damwand waardoor onder andere de momentcapaciteit van de damwand onvoldoende is. Uit de analyse blijkt verder dat overschrijding van de momentcapaciteit optreedt voor de situatie met bovenbelasting. De overschrijding van de momentcapaciteit voor de situatie zonder bovenbelasting is minimaal en treedt op rond de laagwaterlijn. Uit waarnemingen blijkt dat met name langs dit stuk kade waar een damwand met staalkwaliteit S235 is toegepast, sprake is van sinkholes wat kan duiden op het ontstaan van gaten in de damwand met uitspoeling van materiaal tot gevolg. Dit alles duidt er op dat de damwand aan het einde van zijn levensduur is. Het versterken van de damwand is lastig vanwege de putcorrosie die waarschijnlijk is opgetreden. Daarnaast speelt op dit stuk van de kade dat hier regelmatig sinkholes dicht achter de damwand zijn opgetreden. Voorgesteld wordt om een strook van 1,5 m vanaf de damwand af te zetten en periodiek (maandelijks) te controleren op het ontstaan van sinkholes zodat maaiveldverzakkingen ten gevolge van uitspoeling van grond door gaten in de damwand, tijdig worden ontdekt en geen gevaarlijke situaties kunnen opleveren.

Op basis van de nu beschikbare gegevens kan de kade voor het komende jaar op deze wijze nog veilig beheerd worden. Hierna dient de veiligheid opnieuw beschouwd te worden. Door doorgaande corrosie is de verwachting dat in het hierop volgende jaar verdergaande maatregelen nodig zijn.

### 4.2 Locatie L

Voor de loslocaties blijkt dat de geotechnische sterkte van de grond slechts voldoet bij waterstanden boven NAP-1,2 m. Of anders gezegd: De damwand kan bij waterstanden lager dan NAP-1,2 m te weinig passieve weerstand mobiliseren en is derhalve rekenkundig niet stabiel. Op basis van de analyses wordt de veiligheid ten aanzien van de geotechnische sterkte niet gehaald in de situatie met laagwater (beneden NAP-1,2 m).

De sterkte van de damwanden (momentcapaciteit) wordt bij een waterstand van NAP-1,2 m licht overschreden wat tot plastisch vervormen van de damwand kan leiden.

Ondanks dat de kade rekenkundig niet voldoet blijkt in de realiteit de kade nog steeds te staan en zijn er geen directe tekenen dat deze op bezwijken staat. Omdat de kade rekenkundig niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau wordt gezocht naar een maatregel om de veiligheid tegen bezwijken te vergroten zodat deze weer voldoet aan de eisen. Uit de uitgevoerde analyses blijkt dat het verlagen van de belasting slechts een beperkt effect heeft. Een voor de hand liggende maatregel is het verhogen van het bodemniveau.

In overleg met de gemeente Reimerswaal (d.d. 11-10-2022) is een verhoging van het bodemniveau tot NAP-4 m voorgesteld als maatregel. De verhoging wordt uitgevoerd in stortsteen over de volledige breedte van de passieve wig (de breedte bedraagt ca. 10 m). Deze bestorting is als verhoogd bodemniveau ingevoerd in het rekenmodel en de resultaten voor deze maatregel zijn opgenomen in Bijlage E.

Op basis van de resultaten blijkt dat een dergelijke aanpassing leidt tot een constructie die voldoet aan het afkeurniveau bij RC2 vanaf waterstanden gelijk aan of hoger dan NAP-1,9 m. Bij de uitgangspunten is aangegeven dat voor een laagwaterstand NAP-2,03 m aangehouden wordt. Op basis van metingen (zie bijlage B) blijkt deze waterstand slechts enkele keren per jaar op te

treten. Omdat in de berekening rekening wordt gehouden met marges op de waterstand is de verwachting dat ook bij een waterstand van NAP-2,03 m de kans op falen van de damwand beperkt is. Deze verwachting geldt temeer daar tot op heden geen problemen aan het licht zijn gekomen ten aanzien van de geotechnische stabiliteit van de damwand. Op grond hiervan geldt dat een dergelijke oplossing leidt tot een acceptabel risico waarbij de loslocaties in bedrijf kunnen worden gehouden voor een periode van ca. 5 jaar. De restlevensduur is met name afhankelijk van de opgetreden afroesting. Wanneer hier meer inzicht in is verkregen (op basis van metingen) kan een nauwkeuriger predictie gemaakt worden van de te verwachten restlevensduur.

Om problemen met sinkholes te voorkomen, wordt geadviseerd om ook bij deze kadeconstructie periodiek (maandelijks) te controleren op het ontstaan van sinkholes.

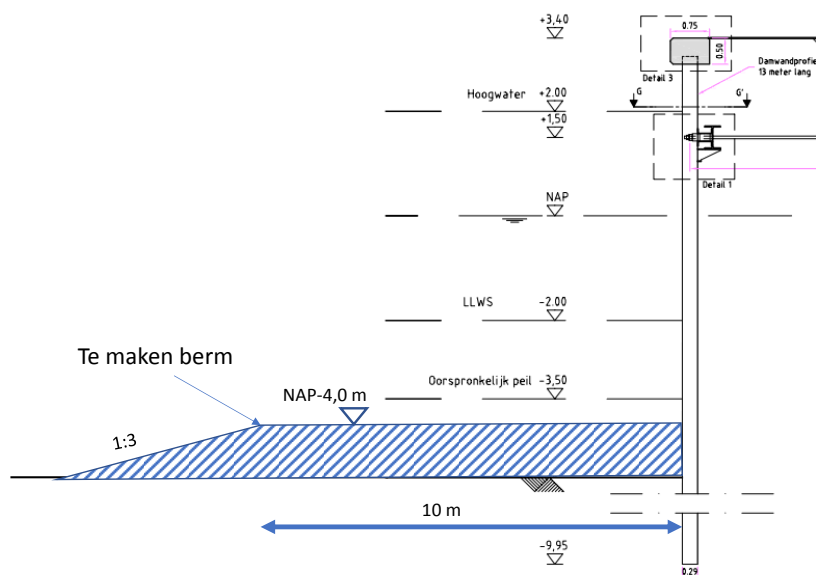
#### 4.3 Locatie K

Bij Bakker b.v. is de situatie vergelijkbaar met de loslocaties. Ook voor deze locatie is de sterkte van de damwand niet zozeer het probleem maar de lengte van de damwand is te kort in relatie tot de passieve weerstand van de grond. Het bodemniveau ligt hier wat hoger wat voor de reeds aanwezige krachten in de damwand gunstig is. Dit betekent tevens dat minder materiaal nodig is om het bodemniveau te verhogen. De toetsing van de situatie met bestorting is opgenomen in bijlage E. Hieruit volgt dat het toepassen van een dergelijke bestorting resulteert in een kadeconstructie die zowel op sterkte als geotechnisch voldoet aan het veiligheidsniveau voor RC2 bij afkeurgrens. Omdat ook hier ooit een sinkhole is ontstaan, wordt geadviseerd om ook bij deze kadeconstructie belastingen op enige afstand van de kade te houden, bij de kraan gebruik te maken van stempel- of rijplaten en periodiek (maandelijks) te controleren op het ontstaan van sinkholes.

Op grond van de uitgevoerde analyse en de voorgestelde maatregelen geldt dat een dergelijke oplossing leidt tot een acceptabel risico waarbij de overslaglocatie bij Bakker b.v. in bedrijf kan worden gehouden voor een periode van ca. 5 jaar. De restlevensduur is met name afhankelijk van de opgetreden afroesting. Wanneer hier meer inzicht in is verkregen (op basis van metingen) kan een nauwkeuriger predictie gemaakt worden van de te verwachten restlevensduur.

## 5 Ontwerp bestorting

Als maatregel voor de locaties 'L' (loslocatie) en 'K' (overslaglocatie bij Bakker b.v.) is een mogelijkheid om het bodemniveau voor de damwand over een breedte van ca. 10 m te verhogen tot NAP-4,0 m.



Figuur 5-1: Schets van beoogde bodemverhoging voor de damwand.

### 5.1 Uitgangspunten

Voor het ontwerp van een bestorting zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Dimensies van het ontwerpschip zoals weergegeven in Bijlage F. Het betreft een inschatting op basis van gegevens die verkregen zijn via internet van schepen die gebruik maken van de haven en aangereikte gegevens van de gemeente Reimerswaal (waaronder de diepgang).
- Gegevens van boegschroeven zijn niet bekend. Het uitgangspunt is dat de belasting door eventuele boegschroeven niet maatgevend is t.o.v. de belasting door de hoofdmotor.
- Binnen een haven wordt niet met vol vermogen gevaren. Voor het aangewend vermogen wordt 40% aangehouden.
- De schroefstraalbelasting is ingeschat met behulp van formule 4.190 uit de Rock Manual [3]. Dit is een grove eerste schatting. Mogelijke afwijkingen treden met name op vanwege de configuratie van de schroefstraal ten opzichte van de damwand.
- Voor de karakteristieken van de steensorteringen is gebruik gemaakt van [5].
- De opneembare belasting per sortering is afhankelijk van de mate van turbulentie. Een inschatting van de opneembare schroefstraalstroming is gemaakt op basis van de formules uit [5].

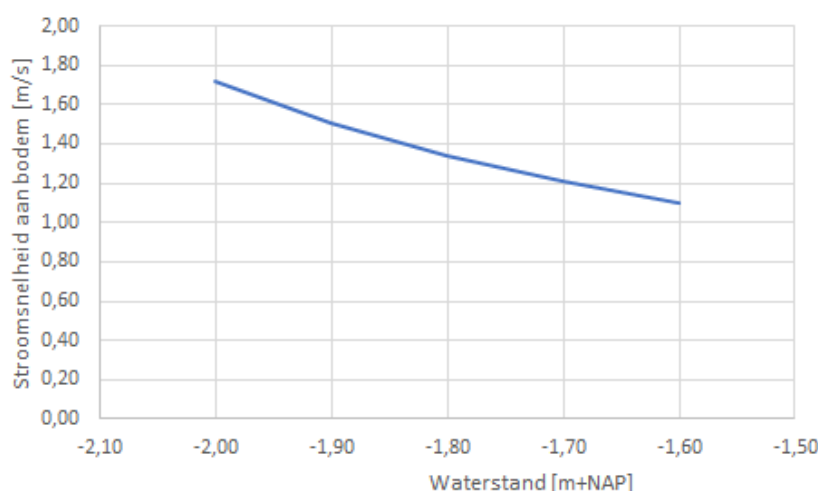
Tabel 5-1: Uitgangspunten ontwerpschip

| Parameter | Waarde | Dimensie |
|-----------|--------|----------|
| Lengte    | 32     | [m]      |

|                    |     |      |
|--------------------|-----|------|
| Breedte            | 5,8 | [m]  |
| Diepgang           | 1,5 | [m]  |
| Schroefdiameter    | 0,4 | [m]  |
| Motorvermogen      | 400 | [kW] |
| Aangewend vermogen | 40% | -    |

## 5.2 Ontwerp

In Figuur 5-2 is een grafiek gegeven die weergeeft wat de verwachte stroomsnelheid aan de bodem is door schroefstralen als functie van de waterdiepte. Gezien de verwachte waterstanden (slechts enkele keren per jaar rond NAP-2 m) is de verwachting dat de stromingsbelasting zelden groter zal zijn dan 1,4 m/s. Opgemerkt wordt dat bij deze analyse geen rekening is gehouden met afbuiging van de stroming door de damwanden wat lokaal een wat ongunstiger beeld kan geven.



Figuur 5-2: Afname stroomsnelheid aan de bodem bij toenemende waterdiepte (en dus een hogere waterstand)

Voor een stabiele bestorting voldoet in dit geval een fijne sortering 90/250 mm. Deze bestorting heeft een nominale diameter van ca. 0,14 m wat nog redelijk fors is. Gezien de relatief sterke afname van de stromingsbelasting met toenemende waterdiepte, kan ook gekozen worden voor een nog iets fijnere sortering (60/180 of 45/180) waarbij de kans op meer schade aan de bodembescherming geaccepteerd wordt en periodiek gemonitord wordt op schades met reparatiemaatregelen.

Tabel 5-2: Opneembare schroefstraalstromingsnelheid per sortering

| Sortering | $D_{n50}$ [m], [5] | Opneembare stroomsnelheid [m/s] |
|-----------|--------------------|---------------------------------|
| 45/125 mm | 0,067              | 1,0                             |
| 63/180 mm | 0,096              | 1,2                             |
| 90/250 mm | 0,135              | 1,4                             |
| 45/180 mm | 0,083              | 1,1                             |
| 5-40 kg   | 0,20               | 1,8                             |
| 10-60 kg  | 0,23               | 1,9                             |

## 5.3 Overige aspecten

Voor een goed functionerende bodembescherming is het van belang dat geen erosie op kan treden van het onder de bodembescherming liggende basismateriaal. Door uitspoeling van het basismateriaal uit de ondergrond treedt materiaalverlies op en kan de bodembescherming wegzakken. Om dit te voorkomen dient een goed filter in de vorm van een zinkstuk of een geometrisch

filter toegepast te worden. Bij het aanbrengen van een zinkstuk bestaat de kans dat slib wordt opgesloten wat kan leiden tot het ontstaan van wateroverspanningen in de sliblaag. De verwachting is dat dit effect beperkt is vanwege de beperkte dikte van de berm (ca. 1 m). Omdat de restlevensduur van de huidige kadeconstructies waarschijnlijk nog maar klein is, kan gekozen worden om enig materiaalverlies te accepteren en de staat van de bodembescherming periodiek te monitoren en waar nodig te herstellen door middel van een aanvulling van de bestorting.

## 6 Conclusies

Dit hoofdstuk bevat samenvattende conclusies over de staat van kades en de treffen maatregelen voor de verschillende beschouwde locaties. Per locatie wordt een conclusie getrokken en het handelingsperspectief geschetst met de daarbij te nemen maatregelen. De analyses zijn allen uitgevoerd voor risicoklasse 2 (RC2) bij afkeurgrens.

Algemeen gelden de volgende opmerkingen voor alle locaties:

- Er dient periodiek (maandelijks) gecontroleerd te worden op het ontstaan van sinkholes om plotseling wegzakken van het maaiveld te voorkomen.
- De aangehouden dikte van de damwand is gebaseerd op een theoretische afroesting. Op basis van de uit te voeren diktemetingen dient de analyse eventueel herzien te worden.
- Bij de analyses is gebruik gemaakt van beperkt grondonderzoek. Ook hiervoor geldt dat na het uitvoeren van het onderzoek de analyses eventueel herzien moeten worden op basis van de nieuwe onderzoeksresultaten als daar aanleiding voor is.
- In de analyses is aangehouden dat de peiling het vaste bodemniveau weergeeft. Het is niet expliciet vastgesteld dat de peiling ook werkelijk het vaste bodemniveau weergeeft, dit kan ook de bovenzijde zijn van het slib. Als sprake is van een dikke sliblaag, betekent dit dat de resultaten ongunstiger zijn en herzien dienen te worden.

### 6.1 Locatie B (Bakenweg)

- Geotechnisch bezwijken van de kadeconstructie langs de Bakenweg is op basis van de uitgevoerde analyses niet te verwachten. Wel wordt de sterkte van de damwand overschreden (met ca. 5%) wat kan leiden tot grotere (plastische) vervormingen. Wanneer deze vervormingen groot worden, kan dit effect hebben op de watertransportleidingen.
- Gezien de staat van de huidige kade langs de Bakenweg en het frequent ontstaan van sinkholes is het noodzakelijk een strook van 1,5 m vanuit de kaderand af te zetten om te voorkomen dat er ongelukken gebeuren met wegzakkend maaiveld. Op het overige deel van de parkeerstrook mogen alleen personenauto's geparkeerd worden (geen vrachtwagens). Verder mag het bodemniveau niet verlaagd worden om geotechnische instabiliteit te voorkomen. Als breedte vanuit de damwand waarover geen bodemverlaging mag plaatsvinden wordt de waarde aangehouden zoals aangegeven in referentie [2], namelijk 15 m.
- Voor het bepalen van verdere stappen wordt vervolgonderzoek aanbevolen (opgenomen in [9]). Gezien de frequent opgetreden sinkholes is de verwachting dat dit deel van damwand einde levensduur is. Dit betekent dat hier binnen een afzienbare periode (ca. 1 jaar) een oplossing voor gezocht moet worden die verder gaat de voorgestelde maatregelen.

### 6.2 Locatie L (loslocaties vrachtwagens)

Uit de analyses voor deze locatie volgt dat:

- De huidige situatie niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau volgens risicoklasse RC2. Dit wordt veroorzaakt doordat er te weinig passieve weerstand is waardoor de damwand rekenkundig niet stabiel is. Tevens is er sprake van een overschrijding van de momentcapaciteit van de damwand. Beide speelt dit bij waterstanden beneden NAP-1,2 m voor zowel situaties met als zonder bovenbelasting. De invloed van de bovenbelasting is beperkt.
- Een effectieve maatregel om de veiligheid tegen bezwijken te vergroten is het verhogen van het bodemniveau. Door een bestorting aan te brengen tot een niveau van NAP-4,0 m wordt voldaan aan het veiligheidsniveau voor RC2 voor zowel de stabiliteit als de sterkte

van de damwand tot buitenwaterstanden die ongeveer gelijk zijn aan de laagwaterstand bij springtij<sup>2</sup>.

- De verwachte restlevensduur van de constructie i.c.m. de te treffen maatregel van een bodemverhoging wordt geschat op ca. 5 jaar. Deze inschatting is gebaseerd op de aangehouden uitgangspunten, waaronder de aangehouden theoretische afroesting die kan afwijken van wat werkelijk is opgetreden. Omdat er nog onzekerheid is over de werkelijke afroesting betreft de geschatte restlevensduur een eerste grove schatting, mede omdat in de analyse geen rekening is gehouden met toekomstige afroesting. De restlevensduur wordt met name bepaald door de mate van de opgetreden en te verwachte afroesting welke bepaald dient te worden op basis van de metingen.
- Het ontwerp van de bodembestorting is toegelicht in de hoofdstuk 5. Daarbij is een aantal onzekerheden aanwezig. Voor het verder uitwerken van het ontwerp dienen keuzes gemaakt te worden. Gezien het beoogde doel van de bestorting (het weer veilig laten functioneren van de overslaglocaties gedurende de restlevensduur) en de verwachte beperkte restlevensduur, lijkt het toepassen van een tijdelijke bestorting waarbij periodiek gemonitord wordt op schades in dit geval het meest kostenefficiënt. Beperkte schades kunnen in dat geval geaccepteerd worden en zo nodig hersteld worden.
- Onder het periodiek monitoren valt in dit geval ook het controleren op het ontstaan van sinkholes omdat deze kunnen leiden tot verzakkingen van het maaiveld achter de damwand.
- Voor het bepalen van het verdere beheer van de kade wordt vervolgonderzoek aanbevolen (opgenomen in [9]).

### 6.3 Locatie K (overslaglocatie Bakker)

Vanwege het iets hogere gelegen bodemniveau geeft deze locatie net iets gunstigere resultaten dan de loslocaties (locatie L). Uit de analyses voor deze locatie volgt dat:

- De huidige situatie niet voldoet aan het beoogde veiligheidsniveau volgens risicoklasse RC2. Bij een waterstandsniveau van NAP-1,5 m dit is 0,5 m hoger dan het LWS, wordt nog net voldaan aan de eisen geldend voor RC2. De momentcapaciteit van de damwand voldoet in dit geval. Bij lagere waterstanden is de kadeconstructie niet meer rekenkundig stabiel en voldoet derhalve niet aan het veiligheidsniveau van RC2. Dit wordt veroorzaakt doordat er te weinig passieve weerstand is waardoor de damwand instabiel is. De invloed van de bovenbelasting hierop is beperkt.
- Een effectieve maatregel om de veiligheid tegen bezwijken te vergroten is het verhogen van het bodemniveau. Door een bestorting aan te brengen tot een niveau van NAP-4,0 m wordt voldaan aan het veiligheidsniveau voor RC2 voor zowel de stabiliteit als de sterkte van de damwand tot buitenwaterstanden die ongeveer gelijk zijn aan het LWS.
- De verwachte restlevensduur op basis van de huidige uitgangspunten, waaronder de aangehouden theoretische afroesting, en de te bodemverhoging wordt geschat op ca. 3-5 jaar. De restlevensduur wordt met name bepaald door de mate van de opgetreden en de te verwachten afroesting. Om hier een goed schatting van te kunnen geven is het nodig inzicht te hebben in de tot nu toe opgetreden afroesting.
- Het ontwerp van de bodembestorting is toegelicht in hoofdstuk 5. Daarbij is een aantal onzekerheden aanwezig. Voor het verder uitwerken van het ontwerp dienen keuzes gemaakt te worden. Gezien het beoogde doel van de bestorting (het weer veilig laten functioneren van de overslaglocaties gedurende de restlevensduur) en de verwachte beperkte restlevensduur, lijkt het toepassen van een tijdelijke bestorting waarbij periodiek gemo-

---

<sup>2</sup> Bij de laagwaterstand bij springtij (LWS) wordt net niet voldaan aan RC2, de kade is dan rekenkundig niet stabiel. Vanwege het beperkte verschil (10 cm) tussen de waterstand waarbij de kade wel voldoet en het LWS en het feit dat de damwand in de huidige situatie geen tekenen vertoont van bezwijken, geldt de verwachting dat de veiligheid voldoende groot is.

nitord wordt op schades in dit geval het meest kostenefficiënt. Beperkte schades kunnen in dat geval geaccepteerd worden en zo nodig hersteld worden.

- Onder het periodiek monitoren valt in dit geval ook het controleren op het ontstaan van sinkholes omdat deze kunnen leiden tot verzakkingen van het maaiveld achter de damwand.
- Geadviseerd wordt om bij het gebruik van de kraan, de kraan af te stempelen op stempelplaten van minimaal 2x2 m om voldoende lastspreiding naar de ondergrond te garanderen.
- Voor het bepalen van het verdere beheer van de kade wordt vervolgonderzoek aanbevolen (opgenomen in [9]).

## 7 Referenties

- [1] LievenseCSO, *Maatregelen kades Koningin Julianahaven*, doc.nr. GREK-N-002, revisie 1,, 12 maart 2018
- [2] Lievense|wsp, *Kades Koningin Julianahaven Yerseke, Gemeente Reimerswaal, Baggerwerkzaamheden haven*, 26 januari 2020
- [3] CUR/CIRIA, *The Rock Manual*, 2007, 2nd edition
- [4] GEOXYZ, *Hydrografische opmeting, Jachthaven Yerseke, Peilplan van de waterbodem, peiling 05/02/2020*, 10 februari 2020
- [5] Port of Rotterdam, *Standaardisatie Maritieme Infrastructuur Havenbedrijf Rotterdam, ontwerpmethodiek bodembeschermingen*, 27 februari 2018, versie 3
- [6] Raadgevend ingenieursbureau F.Koch, *Verswaterleidingen*, doc.nr. 160-002, tek.nr. 03-T-381, rev.0, 26-10-01
- [7] RDW, *Overzicht maten en gewichten in Nederland*, maart 2012
- [8] Waterschap Scheldestromen, *Veiligheidsoordeel WBI2017, Normtraject 31-2, Kunstwerken Langsconstructies*, 25 maart 2022, versie 2.0
- [9] Waterschap Scheldestromen, *Onderzoek Koningin Julianahaven Yerseke*, 23 september 2022

## Bijlage A

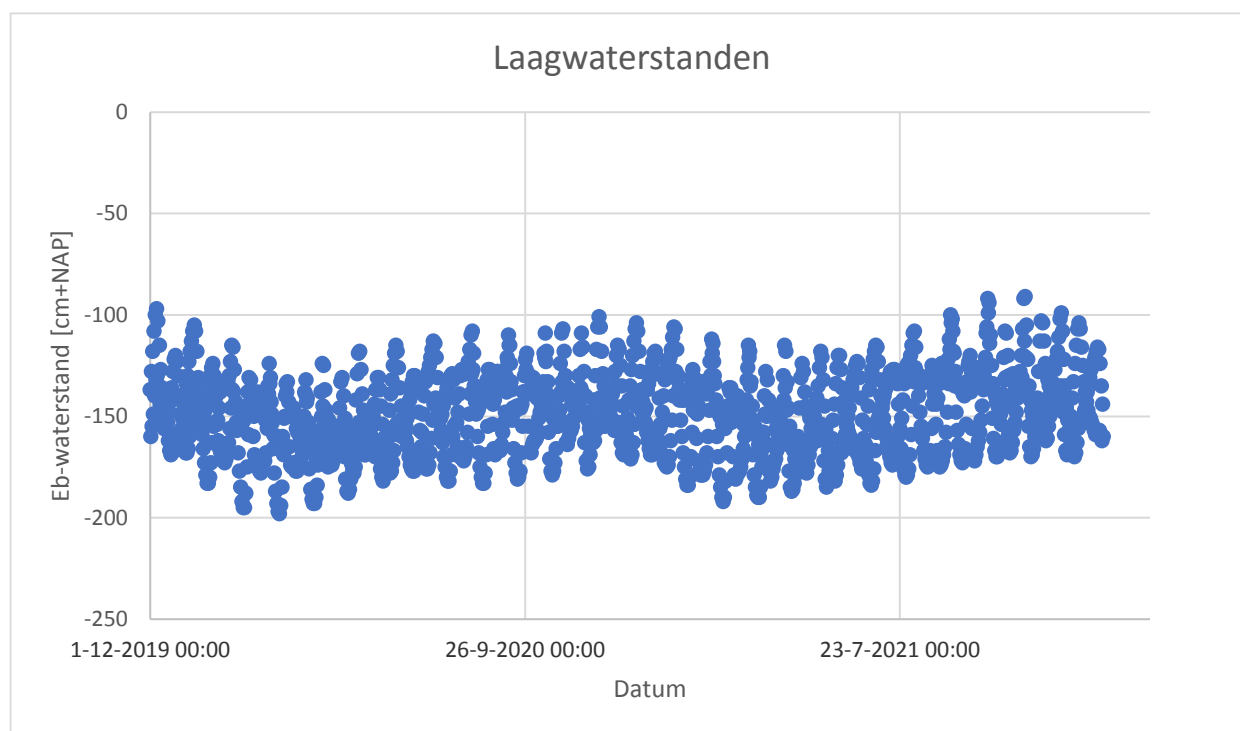
Bij deze memo behoort een digitale bijlage bestaande uit een Excel bestand met daarin de volgende tabbladen:

- De gehanteerde grondopbouw met bijbehorende eigenschappen die relevant zijn voor de analyse.<sup>3</sup>
- De eigenschappen van de constructie en aangehouden afroesting.
- Berekening van de belastingspreiding voor de verschillende belastinggevallen.
- Een aantal toetsingen van de damwand voor de huidige situatie.

---

<sup>3</sup> De wandwrijvingshoek van klei is ook overgenomen uit referentie [1]. Deze is hoger dan gebruikelijk voor klei. Gebruikelijk is een wandwrijvingshoek gelijk aan  $1/2 \cdot \varphi$ , door Lieveense is een waarde van  $2/3 \cdot \varphi$  aangehouden. Het uiteindelijke effect op het resultaat is naar verwachting zeer beperkt.

## Bijlage B Laagwaterstanden Yerseke tussen 1-12-2019 en 1-1-2022



Figuur B-1: Laagwaterstanden Yerseke tussen 1-12-2019 en 1-1-2022

## **Bijlage C Hyslast diagram TK40**

## Bijlage D Toetsing damwand bestaande situatie

Deze bijlage bevat voor de verschillende locaties de toetsing van de damwand. De verschillende belastingsituaties zijn per locatie in één som ingevoerd als 'stages' waarbij steeds een zwaardere belastingcombinatie is aangehouden. Concreet betekent dit dat de laatste 'stages' in principe resulteren in de grootste belasting en snedekrachten. De hier uitgevoerde toetsing is alleen gericht op de sterkte van de damwand en de ankerstang. De sterkte van de gordingen, deksloof en de houdkracht van de ankers is niet getoetst. De verwachting is dat de sterkte van de damwand maatgevend is omdat deze het meest onderhevig is aan degradatie (corrosie). De andere onderdelen zijn daarom niet maatgevend.

### D.1 Locatie B (Bakenweg)

Voor de Bakenweg is de maatgevende situatie beschouwd van analyse B1 en B2. De analyses B3 en B4 betreffen gevoeligheidsanalyses met een lager bodemniveau. Te zien is dat de analyses B4 (bodemniveau in de haven op NAP-4,0 m) en B2A (ALS-situatie met een extreem lage waterstand van NAP-3,25 m) rekenkundig niet stabiel zijn. Voor deze situaties wordt de geotechnische sterkte overschreden en blijkt dat de damwand niet stabiel is met het beoogde veiligheidsniveau.

Tabel D-1: Optredende snede- en ankerkrachten voor de verschillende situaties (Bakenweg), B2 is de relevante maatgevende situatie, B3 en B4 betreffen gevoeligheidsanalyses

| Analyse | Max. moment spatzone [kNm] | Max. moment onder waterlijn [kNm] | Fanker [kN/m]         | % gemobiliseerde grondweerstand |
|---------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| B1      | 366 (stap 6.3)             | 394 (stap 6.3)                    | 220 (stap 6.4)        | 86,9 (stap 6.4)                 |
| B2      | <u>378</u> (stap 6.3)      | <u>408</u> (stap 6.3)             | <u>228</u> (stap 6.4) | 88,0 (stap 6.4)                 |
| B3      | 429 (stap 6.3)             | 475 (stap 6.3)                    | 261 (stap 6.4)        | 95,3 (Stap 6.4)                 |
| B4      | -                          | -                                 | -                     | >100                            |
| B2A     | -                          | -                                 | -                     | >100                            |

De toetsing van de anker- en snedekrachten zijn weergegeven in Tabel D-2 en Tabel D-3 waarbij alleen de maatgevende snedekrachten van situatie B1 en B2 zijn gebruikt. Uit de toetsing volgt dat de momentcapaciteit van de damwand langs de Bakenweg licht wordt overschreden. Concreet betekent dit dat de damwand sterker kan gaan vervormen dan gewenst. Vooralsnog lijkt dit op basis van waarneming niet aan de orde. Wel wordt aanbevolen een diktemeting van de damwand uit te voeren om inzicht te krijgen in de mate van afroesting. Voor deze analyse is de afroesting tussen NAP+1,5 m en NAP-2,0 m gelijk gehouden. Als blijkt dat de afroesting afwijkt van wat is aangehouden in de analyse betekent dit tevens dat de momentcapaciteit op die locatie kan afwijken, wat van invloed is op de veiligheid.

Bij de toetsing van de ankers mag voor het bepalen van de rekenwaarde voor de ankerkracht ( $P_d$ ) (als beschreven in stap 9.3 CUR 166) een factor 1 aangehouden worden volgens NEN8707.  $P_d$  wordt in dat geval gelijk aan  $P_{max}$  van alle stappen. De sterkte van de ankers voldoet.

Tabel D-2: Bepaling UC's voor momentcapaciteit damwanden, locatie B (Bakenweg, analyse B2)

| Toets                                                                                                                                                             | Max. opneembaar moment spatzone [kNm/m] | Optredend moment [kNm/m] | UC   |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------|------|
| Spatzone (tot NAP-2 m)                                                                                                                                            | 359                                     | 378 <sup>1</sup>         | 1,05 |
| Onder waterlijn (beneden NAP-2 m)                                                                                                                                 | 412                                     | 408 <sup>1</sup>         | 0,99 |
| 1. De hier aangehouden momenten horen bij de situatie met een bodemhoogte van NAP-3,5 m. Bij een lager bodemniveau wordt de overschrijding van het moment groter. |                                         |                          |      |

Tabel D-3: Bepaling UC voor ankers, locatie B (Bakenweg)

| Analyse | Max. opneembare ankerkracht [kN/m] | Optredende ankerkracht [kN/m] | UC |
|---------|------------------------------------|-------------------------------|----|
|---------|------------------------------------|-------------------------------|----|

|    |     |                  |      |
|----|-----|------------------|------|
| B2 | 381 | 228 (analyse B2) | 0,60 |
|----|-----|------------------|------|

## D.2 Locatie L (overslaglocatie vrachtwagens)

De resultaten voor de overslaglocatie van de vrachtwagens zijn weergegeven in Tabel D-4. Voor deze toetsing zijn de maatgevende resultaten (analyse L6, onderstreept in de tabel) gebruikt om de sterkte van de constructie te toetsen.

Tabel D-4: Optredende snede- en ankerkrachten voor de verschillende situaties (locatie L)

| Analyse         | Max. moment spatzone [kNm] | Max. moment on-der waterlijn [kNm] | Fanker [kN/m]         | % gemobiliseerde grondweerstand |
|-----------------|----------------------------|------------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| L1              | 265 (stap 6.3)             | 283 (stap 6.3)                     | 173 (stap 6.3)        | 67,3 (stap 6.4)                 |
| L2              | 284 (stap 6.3)             | 303 (stap 6.3)                     | 192 (stap 6.3)        | 68,7 (stap 6.4)                 |
| L3 <sup>1</sup> | 288 (stap 6.3)             | 305 (stap 6.3)                     | 200 (stap 6.3)        | 68,7 (stap 6.4)                 |
| L4              | 433 (stap 6.3)             | 486 (stap 6.3)                     | 269 (stap 6.4)        | 99,6 (stap 6.3)                 |
| L5              | 447 (stap 6.4)             | 502 (stap 6.4)                     | 292 (stap 6.4)        | 100,0 (stap 6.3)                |
| L6 <sup>1</sup> | <u>449</u> (stap 6.4)      | <u>503</u> (stap 6.4)              | <u>302</u> (stap 6.4) | <u>100,0</u> (stap 6.3)         |

1. Bij deze analyses is tevens sprake van een normaalkracht van 10 kN/m door de achteras van de oplegger op de deksloof.

Bij de analyses L3 en L6 is sprake van een normaalkracht in de damwand. In geval de optredende normaalkracht kleiner is dan 4% van de Eulerse kniklast, hoeft de normaalkracht niet meegenomen te worden in de toetsing van de doorsnedekrachten. In dit geval geldt:

$$\frac{N_d}{N_{cr}} = \frac{10 \text{ [kN/m]}}{3354 \text{ [\frac{kN}{m}]}} = 0,003 \leq 0,04$$

Dus de normaalkracht hoeft niet te worden meegenomen in de doorsnedetoetsing van de damwand.

De resultaten van de toetsing van de anker- en snedekrachten zijn weergegeven in Tabel D-5 en Tabel D-6.

Uit de toetsing volgt dat de momentcapaciteit van de damwand bij de loslocaties met ca. 5% overschreden wordt. Concreet betekent dit dat de damwand sterker kan gaan vervormen dan gewenst (plastische vervorming). Vooralsnog lijkt dit op basis van waarneming niet aan de orde. Wel wordt aanbevolen een diktemeting van de damwand uit te voeren om inzicht te krijgen in de mate van afroesting.

Verder is te zien dat de geotechnische weerstand volledig wordt gemobiliseerd, de constructie is geotechnisch nog net stabiel tot een waterstand van NAP-1,2 m.

Bij de toetsing van de ankers mag voor het bepalen van de rekenwaarde voor de ankerkracht ( $P_d$ ) (zoals beschreven in stap 9.3 van CUR 166) een factor 1 aangehouden worden volgens NEN8707.  $P_d$  wordt in dat geval gelijk aan  $P_{\max}$  van alle stappen. De sterkte van de ankers voldoet.

Tabel D-5: Bepaling UC's voor momenten in damwanden (locatie L, analyse L6)

| Toets | Optredende normaalkracht [kN/m] | Optredend moment [kNm/m] | UC |
|-------|---------------------------------|--------------------------|----|
|-------|---------------------------------|--------------------------|----|

|                                   |   |     |      |
|-----------------------------------|---|-----|------|
| Spatzone (tot NAP-2 m)            | 0 | 449 | 0,94 |
| Onder waterlijn (beneden NAP-2 m) | 0 | 503 | 1,05 |

Tabel D-6: Bepaling UC's voor ankers (locatie L)

| Analyse | Max. opneembare ankerkracht [kN/m] | Optredende ankerkracht [kN/m] | UC   |
|---------|------------------------------------|-------------------------------|------|
| L6      | 381                                | 302 (analyse L6)              | 0,79 |

### D.3 Locatie K (overslaglocatie Bakker b.v.)

De resultaten voor de locatie bij Bakker b.v. zijn weergegeven in Tabel D-7. Voor toetsing van de snedekrachten zijn de maatgevende resultaten gebruikt van de verschillende analyses, in dit geval analyse K10. Uit de resultaten blijkt dat er geen significant verschil is tussen de verschillende manieren waarop de kraanbelasting optreedt op de damwand (vergelijk de resultaten van K7 tot en met K10).

Tabel D-7: Optredende snede- en ankerkrachten voor de verschillende situaties (locatie K)

| Analyse         | Max. moment spatzone [kNm] | Max. moment onder waterlijn [kNm] | Fanker [kN/m]  | % gemobiliseerde grondweerstand |
|-----------------|----------------------------|-----------------------------------|----------------|---------------------------------|
| K1              | 225 (stap 6.3)             | 233 (stap 6.3)                    | 152 (stap 6.3) | 56,4 (stap 6.4)                 |
| K2              | 241 (stap 6.3)             | 250 (stap 6.3)                    | 165 (stap 6.3) | 58,7 (stap 6.4)                 |
| K3              | 244 (stap 6.3)             | 2554 (stap 6.3)                   | 163 (stap 6.3) | 59,0 (stap 6.4)                 |
| K4 <sup>1</sup> | 244 (stap 6.3)             | 254 (stap 6.3)                    | 162 (stap 6.3) | 58,9 (stap 6.4)                 |
| K5              | 244 (stap 6.3)             | 255 (stap 6.3)                    | 187 (stap 6.3) | 58,9 (stap 6.4)                 |
| K6              | 405 (stap 6.3)             | 442 (stap 6.3)                    | 254 (stap 6.4) | 91,2 (stap 6.4)                 |
| K7              | 426 (stap 6.3)             | 467 (stap 6.3)                    | 270 (stap 6.4) | 93,0 (stap 6.4)                 |
| K8              | 430 (stap 6.3)             | 474 (stap 6.3)                    | 268 (stap 6.4) | 93,3 (stap 6.4)                 |
| K9 <sup>1</sup> | 430 (stap 6.3)             | 474 (stap 6.3)                    | 267 (stap 6.4) | 93,2 (stap 6.4)                 |
| K10             | 430 (stap 6.3)             | 473 (stap 6.3)                    | 283 (stap 6.4) | 93,3 (stap 6.4)                 |

1. Bij deze analyses is tevens sprake van een normaalkracht van 25 kN/m door stempels van kraan op de deksloof.

Bij de analyses K3 en K8 is sprake van een normaalkracht in de damwand. In geval de optredende normaalkracht kleiner is dan 4% van de Eulerse kniklast, hoeft de normaalkracht niet meegenomen te worden in de toetsing van de doorsendekrachten. In dit geval geldt:

$$\frac{N_d}{N_{cr}} = \frac{25 \text{ [kN/m]}}{3354 \text{ [} \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{]}} = 0,007 \leq 0,04$$

De resultaten van de toetsing van de anker- en snedekrachten zijn weergegeven in Tabel D-8 en Tabel D-9.

Uit de toetsing volgt dat de momentcapaciteit van de damwand bij Bakker bv op basis van de gehanteerde uitgangspunten voldoet. Wel wordt aanbevolen een diktemeting van de damwand uit te voeren om inzicht te krijgen in de mate van afroesting. Voor deze analyse is de afroesting tussen NAP+1,5 m en NAP-2,0 m gelijk gehouden. Als blijkt dat de afroesting afwijkt van wat is aangehouden in de analyse betekent dit tevens dat de momentcapaciteit op die locatie kan afwijken, wat van invloed is op de veiligheid.

Verder is te zien dat de geotechnische weerstand bijna volledig wordt gemobiliseerd, de constructie is geotechnisch nog net stabiel tot een waterstand van NAP-1,5 m.

Bij de toetsing van de ankers mag voor het bepalen van de rekenwaarde voor de ankerkracht ( $P_d$ ) (zoals beschreven in stap 9.3 van CUR 166) een factor 1 aangehouden worden volgens NEN8707.  $P_d$  wordt in dat geval gelijk aan  $P_{max}$  van alle stappen. De sterkte van de ankers voldoet.

Tabel D-8: Bepaling UC's voor momenten in damwanden (locatie K, analyse K8, K9)

| Toets                             | Optredende<br>maalkracht [kN/m] | nor-<br>Optredend<br>moment [kNm/m] | UC   |
|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------|
| Spatzone (tot NAP-2 m)            | 0                               | 430                                 | 0,90 |
| Onder waterlijn (beneden NAP-2 m) | 0                               | 474                                 | 0,99 |

Tabel D-9: Bepaling UC's voor ankers (locatie K)

| Analyse | Max. opneembare ankerkracht [kN/m] | Optredende ankerkracht [kN/m] | UC   |
|---------|------------------------------------|-------------------------------|------|
| K10     | 381                                | 283 (analyse K10)             | 0,74 |

## Bijlage E Toetsing damwand met maatregel

Deze bijlage bevat voor de locaties L en K de toetsing van de damwand met daarin de toegepaste maatregel gemodelleerd. De verschillende belastingsituaties zijn per locatie in één som ingevoerd als 'stages' waarbij steeds een zwaardere belastingcombinatie is aangehouden. Concreet betekent dit dat de laatste 'stages' in principe resulteren in de grootste belasting en snedekrachten.

De hier uitgevoerde toetsing is alleen gericht op de sterkte van de damwand en de ankerstang. De sterkte van de gordingen, deksloof en de houdkracht van de ankers is niet getoetst. De verwachting is dat de sterkte van de damwand maatgevend is omdat deze het meest onderhevig is aan degradatie (corrosie). De andere onderdelen zijn daarom niet maatgevend.

### E.1 Locatie L (overslaglocatie vrachtwagens)

De voorgestelde maatregel op deze locatie betreft:

- Het verhogen van het bodemniveau tot een niveau van NAP-4,0 m met stortsteen. Deze maatregel is doorgevoerd in de analyse L4 tot en met L6. De analyse met de maatregel zijn aangeduid met de toevoeging 'm'. Omdat de berm van stortsteen een laag is die nieuw wordt aangebracht, zijn de beddingsconstanten in eerste instantie mogelijk wat minder gunstig. Er is gerekend met beddingsconstanten van zand, matig volgens de CUR166.

Tabel E-1: Beschouwde situaties voor loslocaties (locatie L) met uitgevoerde maatregel

| Analyse | Bodemniveau [m+NAP] | Grondwaterstand [m+NAP] | Waterstand [m+NAP] | Belasting     |
|---------|---------------------|-------------------------|--------------------|---------------|
| L4m     | -4,0                | 0,28                    | -1,90              | Geen          |
| L5m     | -4,0                | 0,28                    | -1,90              | L_I en L_II   |
| L6m     | -4,0                | 0,28                    | -1,90              | L_III en L_IV |

De resultaten voor de overslaglocatie van de vrachtwagens zijn weergegeven in Tabel E-2. Voor deze analyses zijn de maatgevende resultaten gebruikt om de sterkte van de constructie te toetsen.

Tabel E-2: Optredende snede- en ankerkrachten voor de verschillende situaties (locatie L), met maatregelen

| Analyse          | Max. moment spatzone [kNm] | Max. moment onder waterlijn [kNm] | Fanker [kN/m]  | % gemobiliseerde grondweerstand |
|------------------|----------------------------|-----------------------------------|----------------|---------------------------------|
| L4m              | 382 (stap 6.3)             | 414 (stap 6.3)                    | 245 (stap 6.4) | 99,1 (stap 6.3)                 |
| L5m              | 402 (stap 6.4)             | 436 (stap 6.3)                    | 264 (stap 6.4) | 100,0 (stap 6.3)                |
| L6m <sup>1</sup> | 405 (stap 6.4)             | 438 (stap 6.3)                    | 270 (stap 6.4) | 100,0 (stap 6.3)                |

1. Bij deze analyses is tevens sprake van een normaalkracht van 10 kN/m door de achteras van de oplegger op de deksloof.

Bij de analyse L6m is sprake van een normaalkracht in de damwand. In geval de optredende normaalkracht kleiner is dan 4% van de Eulerse kniklast, hoeft de normaalkracht niet meegenomen te worden in de toetsing van de doorsnedekrachten. In dit geval geldt:

$$\frac{N_d}{N_{cr}} = \frac{10 \text{ [kN/m]}}{3354 \text{ [kN/m]}} = 0,003 \leq 0,04.$$

Dus de normaalkracht hoeft niet te worden meegenomen in de doorsnedetoetsing van de damwand.

De resultaten van de toetsing van de anker- en snedekrachten zijn weergegeven in Tabel E-3 en Tabel E-4. Voor de toetsing zijn de resultaten van analyse L6m gebruikt als maatgevend resultaat.

Uit de toetsing volgt dat de momentcapaciteit van de damwand inclusief maatregel voldoende is om te voldoen aan het veiligheidsniveau RC2.

De gemobiliseerde weerstand is bij een waterstand van NAP-1,9 m net voldoende, de constructie is geotechnisch nog net stabiel met de voorgestelde maatregel en een waterstand van NAP-1,9 m.

Bij de toetsing van de ankers mag voor het bepalen van de rekenwaarde voor de ankerkracht ( $P_d$ ) (zoals beschreven in stap 9.3 van CUR 166) een factor 1 aangehouden worden volgens NEN8707.  $P_d$  wordt in dat geval gelijk aan  $P_{max}$  van alle stappen. De sterkte van de ankers voldoet.

Tabel E-3: Bepaling UC's voor momenten in damwanden (locatie L), maatregel (analyse L6m)

| Toets                             | Optredende<br>maalkracht [kN/m] | nor-<br>Optredend<br>moment [kNm/m] | UC   |
|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------|
| Spatzone (tot NAP-2 m)            | 0                               | 405                                 | 0,85 |
| Onder waterlijn (beneden NAP-2 m) | 0                               | 438                                 | 0,91 |

Tabel E-4: Bepaling UC's voor ankers (locatie L), maatregel

| Analyse | Max. opneembare ankerkracht [kN/m] | Optredende ankerkracht [kN/m] | UC   |
|---------|------------------------------------|-------------------------------|------|
| L6m     | 381                                | 270 (analyse L6m)             | 0,71 |

## E.2 Locatie K (overslaglocatie Bakker bv)

De voorgestelde maatregel op deze locatie betreft:

- Het verhogen van het bodemniveau tot een niveau van NAP-4,0 m met stortsteen. Deze maatregel is doorgevoerd in de analyse K6 tot en met L10. De analyse met de maatregel zijn aangeduid met de toevoeging 'm'. Deze maatregel is ingevoerd als een verhoging van het bodemniveau waarbij stortsteen is gemodelleerd vanaf bovenzijde van het huidige bodemniveau. Omdat dit een laag is die nieuw wordt aangebracht, zijn de beddingsconstanten in eerste instantie mogelijk wat minder gunstig. Er is gerekend met beddingsconstanten van zand, matig volgens CUR166.

Tabel E-5: Beschouwde situaties voor overslag Bakker b.v. (locatie K) met uitgevoerde maatregel

| Analyse | Bodemniveau<br>[m+NAP] | Grondwaterstand<br>[m+NAP] | Waterstand<br>[m+NAP] | Belasting |
|---------|------------------------|----------------------------|-----------------------|-----------|
| K6m     | -4,0                   | 0,28                       | -1,90                 | geen      |
| K7m     | -4,0                   | 0,28                       | -1,90                 | K_I       |
| K8m     | -4,0                   | 0,28                       | -1,90                 | K_IV      |
| K9m     | -4,0                   | 0,28                       | -1,90                 | K_III     |
| K10m    | -4,0                   | 0,28                       | -1,90                 | K_II      |

De resultaten voor de locatie bij Bakker b.v. inclusief de maatregel zijn weergegeven in Tabel E-6. Voor toetsing van de snedekrachten zijn de maatgevende resultaten gebruikt van de verschillende analyses. Uit de resultaten blijkt dat er geen significant verschil is tussen de verschillende manieren waarop de kraanbelasting optreedt op de damwand (vergelijk de resultaten van K7m tot en met K10m).

Tabel E-6: Optredende snede- en ankerkrachten voor de verschillende situaties (locatie K)

| Analyse                                                                                                         | Max. moment spatzone [kNm] | Max. moment onder waterlijn [kNm] | Fanker [kN/m]  | % gemobiliseerde grondweerstand |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|----------------|---------------------------------|
| K6m                                                                                                             | 409 (stap 6.3)             | 449 (stap 6.3)                    | 242 (stap 6.4) | 95,5 (stap 6.3)                 |
| K7m                                                                                                             | 428 (stap 6.3)             | 472 (stap 6.3)                    | 261 (stap 6.4) | 98,6 (stap 6.3)                 |
| K8m                                                                                                             | 433 (stap 6.3)             | 479 (stap 6.3)                    | 259 (stap 6.4) | 99,1 (stap 6.3)                 |
| K9m <sup>1</sup>                                                                                                | 433 (stap 6.3)             | 478 (stap 6.3)                    | 258 (stap 6.4) | 99,1 (stap 6.3)                 |
| K10m                                                                                                            | 433 (stap 6.3)             | 478 (stap 6.3)                    | 277 (stap 6.3) | 99,1 (stap 6.3)                 |
| 1. Bij deze analyses is tevens sprake van een normaalkracht van 25 kN/m door stempels van kraan op de deksloof. |                            |                                   |                |                                 |

Bij de analyse K8m is sprake van een normaalkracht in de damwand. In geval de optredende normaalkracht kleiner is dan 4% van de Eulerse kniklast, hoeft de normaalkracht niet meegenomen te worden in de toetsing van de doorsnedekrachten. In dit geval geldt:

$$\frac{N_d}{N_{cr}} = \frac{25 \text{ [kN/m]}}{3354 \text{ [kN/m]}} = 0,007 \leq 0,04$$

De resultaten van de toetsing van de anker- en snedekrachten zijn weergegeven in Tabel E-7 en Tabel E-8. Voor deze toetsing zijn de resultaten van analyse K10m gebruikt (maatgevend voor wat betreft snedekrachten. Uit de toetsing volgt dat de momentcapaciteit van de damwand bij Bakker b.v. met de voorgestelde maatregel en op basis van de gehanteerde uitgangspunten voldoet.

De gemobiliseerde weerstand is bij een waterstand van NAP-1,9 m net voldoende, de constructie is geotechnisch nog net stabiel met de voorgestelde maatregel en een waterstand van NAP-1,9 m.

Bij de toetsing van de ankers mag voor het bepalen van de rekenwaarde voor de ankerkracht ( $P_d$ ) (zoals beschreven in stap 9.3 van CUR 166) een factor 1 aangehouden worden volgens NEN8707.  $P_d$  wordt in dat geval gelijk aan  $P_{max}$  van alle stappen. De sterkte van de ankers voldoet.

Tabel E-7: Bepaling UC's voor momenten in damwanden (locatie K), met maatregel (analyse K8m en K10m)

| Toets                             | Optredende maalkracht [kN/m] | Optredend moment [kNm/m] | UC   |
|-----------------------------------|------------------------------|--------------------------|------|
| Spatzone (tot NAP-2 m)            | 0                            | 433                      | 0,90 |
| Onder waterlijn (beneden NAP-2 m) | 0                            | 479                      | 1,00 |

Tabel E-8: Bepaling UC's voor ankers (locatie K), met maatregel

| Analyse | Max. opneembare ankerkracht [kN/m] | Optredende ankerkracht [kN/m] | UC   |
|---------|------------------------------------|-------------------------------|------|
| K10     | 381                                | 277 (analyse K10m)            | 0,73 |

## Bijlage F Ontwerpberekeningen bestorting

Deze bijlage bevat een overzicht met een aantal schepen die gebruik maken van de haven en twee berekeningen:

1. Eén met de verwachte belasting door de schroefstralen. Deze berekening is gedaan op basis van de Rock Manual [3]
2. Eén met een analyse voor de bij deze stroming benodigde steensortering.

Ad. 1) Op basis van deze analyse geldt een verwachte maximale stroomsnelheid van ca. 1,7 m/s. Omdat gerekend is met slechts 40% van het aangewend motorvermogen, is het mogelijk dat hogere belastingen optreden. Bij het manoeuvreren in de haven geldt echter dat niet constant een hoog motorvermogen wordt gebruikt maar dit zal pulserend gedaan worden. Daarnaast geldt dat gerekend is met een minimale waterstand en een geladen schip (maximale diepgang). Deze combinatie treedt slechts zelden op. Een toename van de waterdiepte met enkel decimeters leidt al snel tot een afname van de stroomsnelheid tot 1 m/s, zie Figuur 5-2: Afname stroomsnelheid aan de bodem bij toenemende waterdiepte (en dus een hogere waterstand)

Ad. 2) Er zijn verschillende benaderingen mogelijk om de benodigde steensortering te bepalen. In dit geval is de benadering aangehouden volgens [5]. Voor deze analyse is een  $\beta_{lz,cr}$  aangehouden van 2,5 waarbij enige verplaatsing van stenen toegestaan wordt, cf. [5]. Op grond hiervan is voor een aantal sorteringen bepaald wat de opneembare stroomsnelheid is.