

Technische Uitgangspunten

Nadere veiligheidsanalyse Monnickendam



Lijst met aanpassingen

Versie	Datum	Beschrijving van de wijziging
0.1	16-05-2022	Eerste versie
0.2	11-07-2022	Aanpassingen n.a.v. review HHNK
1.0	13-09-2022	Complete conceptversie
2.0	23-12-2022	Actualisatie n.a.v. labonderzoek

Sweco Nederland B.V.
Onderwerp
Projectnummer

Handelsregister 30129769
Dijkversterking Monnickendam
51008416

Klant

Hoogheemraadschap Hollands
Noorderkwartier

Versie

C2.0

Datum

23-12-2022

Auteur

Maurits Kampen en Martijn Peters

Documentnummer

NL22-648800269-23887

Document referentie

Gecontroleerd door

.....
Ruud Raaijmakers



Vrijgegeven door

.....
Alex Hekman



Inhoudsopgave

1.	Inleiding	4
1.1	Aanleiding	4
1.2	Doel	5
1.3	Leeswijzer	5
2.	Algemene uitgangspunten	7
2.1	Aansluiting MMD	7
2.2	Trajectinformatie	7
2.3	Software	10
3.	Geometrische uitgangspunten	11
3.1	Dijkvakindeling	11
3.2	Geometrie	13
3.3	Bodemdaling	14
4.	Geotechnische uitgangspunten	17
4.1	Bodemopbouw	17
4.2	Dijkopbouw	18
4.3	Sterkteparameters	18
4.4	Schematisering lokale sterkte	20
4.5	Verkeersbelasting	23
5.	Hydraulische randvoorwaarden en geohydrologie	24
5.1	Waterstanden	24
5.2	Geohydrologie	28
6.	Veiligheidsfilosofie	32
6.1	Algemeen	32
6.2	Macrostabieliteit binnenwaarts	33
6.3	Macrostabieliteit buitenwaarts	36
6.4	Hoekpuntenanalyse	38
7.	Omgang K&L	40
7.1	Aanpak	40
7.2	Veiligheidsmethodiek	40
7.3	Leidinggegevens	42
7.4	Leidingfalen	44
8.	Omgang begroeiing en bebouwing	45
9.	Referenties	46
9.1	Referenties	46

1. Inleiding

1.1 Aanleiding

In 2011 zijn in de Derde Landelijke Toetsronde vier trajecten van de Markermeerdijken (dijktraject 13-9) afgekeurd [16], waaronder het traject Monnickendam Zeedijk. Het traject omvat voornamelijk Dijk 27 (Waterlandse Zeedijk) en ten noorden van het centrum van Monnickendam een deel van Dijk 26 (Nieuwendam).

Voorliggende rapportage maakt onderdeel uit van de Verkenningsfase van Monnickendam Zeedijk, zoals opgestart door het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier (HHNK). Monnickendam ligt ingesloten tussen verschillende dijkvakken die door de Alliantie Markermeerdijken (AMMD) versterkt worden.

1.1.1 Scope

Versterking Monnickendam Zeedijk (MZD) bestaat uit een landelijk en stedelijk deel, de ligging is weergegeven in Figuur 1-1. Begin 2022 zijn beide delen samengevoegd tot één project. Als onderdeel van de voorverkenning is van beide delen een consequentieanalyse uitgevoerd conform het WBI2017 [1]. Hieruit is gebleken dat de kering deze op delen is afgekeurd op binnen- en buitenwaartse stabiliteit [21]. Het historische centrum is nog niet beoordeeld op basis van het WBI2017, met uitzondering van de twee kunstwerken (Damsluis en Grafelijkheidssluis). Deze kunstwerken vallen buiten de scope van de verkenning omdat deze voldoende beoordeeld zijn. Naast deze kunstwerken valt ook het nieuwe gemaal de Poel buiten de scope. De beoordeling van de stedelijke dijk maakt onderdeel uit van deze verkenning.

1.1.2 Nadere veiligheidsanalyse

Om de veiligheidsopgave scherper te formuleren, zijn aanbevelingen gedaan in de consequentieanalyse [21]. Daarnaast heeft de kennis op dijkengebied zich afgelopen jaren verder doorontwikkeld. Om het ontwerpproces van de dijkversterking in te gaan is een stabiele veiligheidsopgave nodig.

Daarom wordt in de eerste fase van de verkenning Monnickendam Zeedijk een nadere veiligheidsanalyse voor uitgevoerd. De nadere veiligheidsanalyse geeft inzicht in de actuele waterveiligheid in relatie tot de waterveiligheidsnorm, de verandering van het veiligheidsbeeld in de tijd (toekomstig veiligheidsbeeld) en de benodigde versterkingsopgave die hieruit volgt.

De nadere veiligheidsanalyse wordt uitgevoerd in het jaar waarin de procedure voor de Tweede Landelijke Beoordelingsronde (LBO2) vorm begint te krijgen. In LBO2 gaat gebruik gemaakt worden van faalpadanalyses om tot een betere inschatting van de faalkans te komen. In de veiligheidsanalyse voor Monnickendam wordt in de basis nog uitgegaan van de procedure die hoort bij het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 (WBI2017) van LBO1. Voor buitenwaartse stabiliteit en de invloed van kabels en leidingen wordt aansluiting geprobeerd te vinden bij de nieuwe procedure, inclusief het opstellen van een verhaal van de dijk en het houden van (interne) werkateliers.



Figuur 1-1: Locatie dijkversterking Monnickendam

1.2 Doel

Dit rapport geeft de technische uitgangspunten weer voor de nadere veiligheidsanalyse. Het bundelt de beschikbare en nieuw ingewonnen areaalgegevens, de relevante input uit vigerende richtlijnen en nieuwe ontwikkelingen, onderbouwing van het type berekeningen en de gemaakte keuzes hieromtrent. Hiermee worden uitgangspunten opgesteld voor de nadere veiligheidsanalyse en de uitwerking van de versterkingsopgave.

De uitgangspunten worden voorafgaand aan de veiligheidsanalyse vastgesteld. Om de bandbreedtes en de gevoeligheid van de veiligheidsanalyse vast te stellen, wordt additioneel een hoekpuntenanalyse uitgevoerd.

De uitgangspunten worden voorgelegd bij Adviesteam Dijkontwerp (ADO) en de waterkeringspecialisten van HHNK. Nieuwe inzichten kunnen leiden tot een update van dit document, om te verwerken bij volgende rekenlagen.

1.3 Leeswijzer

Met veiligheidsanalyse, veiligheidsbeeld en versterkingsopgave wordt het volgende bedoeld:

- Veiligheidsbeeld: de resultaten van de waterveiligheidsbeoordeling van de waterkering;
- Veiligheidsanalyse: de analyse(s) die nodig is om het veiligheidsbeeld te verkrijgen;
- Versterkingsopgave: de opgave die er ligt om de dijk weer waterveilig te maken

In dit rapport komt na dit hoofdstuk het volgende aan bod:

- Hoofdstuk 2 – Algemene uitgangspunten: referenties en trajectinformatie
- Hoofdstuk 3 – Geometrische uitgangspunten: dijkvakindeling, geometrie en bodemdaling
- Hoofdstuk 4 – Geotechnische uitgangspunten: bodemopbouw, sterkteparameters en verkeersbelasting
- Hoofdstuk 5 – Hydraulische randvoorwaarden en geohydrologie: waterstanden, freatische lijn, stijghoogte en waterspanningsverloop
- Hoofdstuk 6 – Veiligheidsfilosofie: normering, faalkansbegroting, veiligheidsfilosofie macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts
- Hoofdstuk 7 – Omgang met K&L
- Hoofdstuk 8 – Omgang met bebouwing en begroeiing

Dit document bevat twee type uitgangspunten: gekozen methodiek en parameters. Bepaalde parameters kunnen worden vastgezet, doordat dit wordt voorgeschreven in normen- en richtlijnen of doordat de onzekerheid in het betreffende uitgangspunt beperkt is. Sommige parameters blijven onzeker, doordat het bijvoorbeeld moeilijk meetbare uitgangspunten betreft. Het effect van de onzekerheden op het veiligheidsoordeel wordt met een hoekpuntenanalyse in beeld gebracht.

De verschillende type uitgangspunten worden in dit document middels de volgende iconen ingedeeld:



Gekozen methodiek



Vast te zetten uitgangspunt/parameter



Onzeker uitgangspunt/parameter

De eisen die gesteld zijn aan dit uitgangspuntenrapport zijn opgenomen in Bijlage 5.

2. Algemene uitgangspunten

2.1 Aansluiting MMD

In het project Markermeerdijken (MDD) is veel kennis op gedaan van de naastgelegen gebieden, onder andere van de sterkte van de grondlagen en het verloop van waterspanningen. Omwille van uniformiteit en efficiëntie wordt zoveel mogelijk aangesloten bij de uitgangspunten van de Alliantie Markeerdijken (AMMD). Middels aanvullende onderzoeken is de toepasbaarheid hiervan geverifieerd. Waar dit het geval is, is dit in hoofdstuk 3 tot en met 6 de tekst aangegeven.

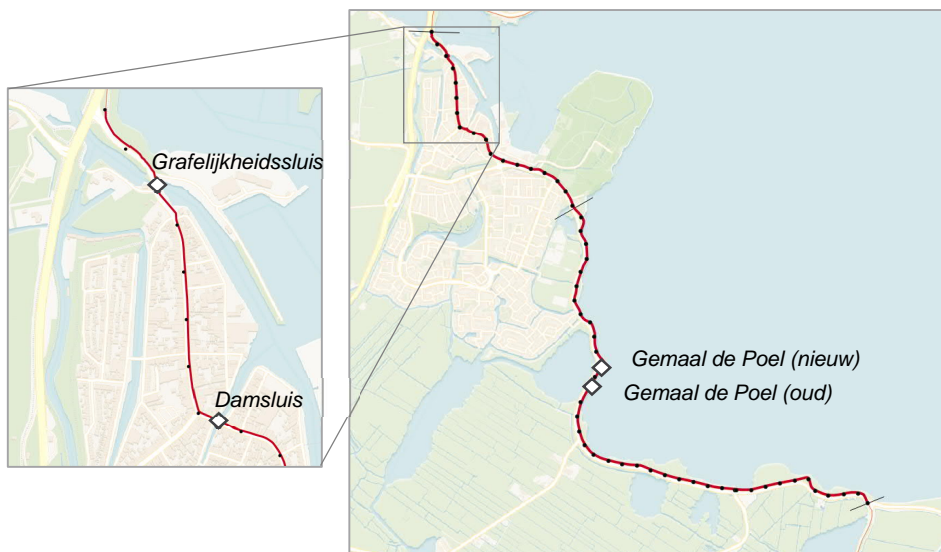
2.2 Trajectinformatie

2.2.1 Ligging en achtergrond

Het project Monnickendam ligt in normtraject 13-9. Dit dijktraject heeft een norm signaleringswaarde van 1/3000 jaar en een ondergrens (maximale overstromingskans) van 1/1000 jaar. Het stedelijk deel loopt van DP03+00 (Dijk 26) tot circa DP15+20 (Dijk 27). Het landelijke deel strekt zich uit van circa DP15+20 tot DP54+00 (Dijk 27). De dijkpaalnummering is weergegeven in Figuur 3-1 van paragraaf 3.1.

Het project ligt aan de Gouwzee. Dit waterlichaam ligt tussen het eiland Marken en het vasteland en maakt deel uit van het Markermeer. Van oorsprong is de dijk een zeedijk langs de Zuiderzee. Dit is nog terug te zien in de relatief hoge kruinhoogte. Op de binnenberm van de landelijke dijk ligt de provinciale weg N518. Aan de rand van de berm ligt een kabel- en leidingenstraat.

Het stedelijk deel bestaat gedeeltelijk (DP0 (Dijk 26) tot DP 1 (Dijk 27) en DP8 tot DP15+20 (Dijk 27)) uit een soortgelijke kering als het landelijke deel. In het centrum van Monnickendam (DP1 tot DP8 van Dijk 27) loopt de kering door de historische kern en is deze niet duidelijk als kering zichtbaar. Aan weerszijden van de kering in de historische kern is bebouwing aanwezig.



Figuur 2-1: Ligging dijktraject en kunstwerken

2.2.2 Kunstwerken

In het project komen drie kunstwerken voor. De Damsluis en de Grafelijkheidssluis liggen in het stedelijke deel, beide zijn gelegen in het centrum van Monnickendam. De kunstwerken zijn als voldoende beoordeeld en maken geen onderdeel uit van de opgave.

Het derde kunstwerk betreft Gemaal de Poel. Momenteel wordt een nieuw gemaal gebouwd, waarbij rekening is gehouden met de waterkerende functie en dus geen onderdeel uitmaakt van de opgave.

2.2.3 Resultaten consequentieanalyse

2.2.3.1 Stabiliteit

Als onderdeel van de voorverkenning is een consequentieanalyse uitgevoerd om inzicht te geven in de scope van de versterking [21] en hoe zich deze verhoudt tot de resultaten uit de Derde Landelijke Toetsronde. De consequentieanalyse is uitgevoerd middels het WBI2017 [1]. De strekking die valt onder versterking Monnickendam (landelijke dijk) is afgekeurd op macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en deels ook op macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), zie Figuur 2-2. In het historische centrum is vanwege de lintbebouwing middels de gedetailleerde toets van het WBI niet tot een oordeel gekomen.



Figuur 2-2: Samenvatting consequentieanalyse [23]

De consequentieanalyse is uitgevoerd met stabiliteitsberekeningen in de software Riskeer met een ééndimensionale bodemopbouw. In het rapport is aanbevolen de robuustheid van het oordeel nader te onderzoeken met een meer gedetailleerde methodiek. Dit omvat het uitvoeren van de berekeningen in de software D-Stability (in het rapport wordt nog verwezen naar de voorloper D-GeoStability), met een nauwkeuriger model van de ondergrond en gebruikmakend van de technische uitgangspunten van de Alliantie Markermeerdijken.

2.2.3.2 Steenbekleding

Op het buitentalud van de kering komt steenbekleding voor. Dit betreft voornamelijk basalt, op sommige locaties komen klinkers voor [21]. In de gedetailleerde toets van de consequentieanalyse is aanvankelijk een deel afgekeurd, onder andere omdat met een relatief steil buitentalud niet aan de toepassingsvoorwaarde werd voldaan.

In een toets op maat is gerekend met een (fictief) flauwer talud, waarbij onderzoek uit de Deltagoot is aangehaald, waaruit blijkt dat de sterkte van steenzetting op een steiler talud niet kleiner is dan op een normaal talud [21]. Daarnaast is op plekken waar voorland aanwezig is, het voorland meegenomen in het afleiden van de significante golfhoogten. Met beide aanpassingen voldoet de steenbekleding op alle locaties aan de signaleringswaarde. De toets op maat is echter niet volledig juist toegepast. De steenbekleding wordt daarom opnieuw beoordeeld in de nadere veiligheidsanalyse. Hiervoor worden de uitgangspunten gebruikt uit de consequentie-analyse [21]. In voorliggend

document zijn de uitgangspunten met betrekking tot de beoordeling van de steenzetting niet herhaald. Overige toetssporen

De overige toetssporen van de landelijke dijk zijn voldoende bevonden, deze voldoen (ruim) aan de signaleringswaarde en hebben daarom geen veiligheidsopgave. Een overzicht van de toetssporen met uitzondering van stabiliteit is weergegeven in Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Oordeel consequentieanalyse [21]

Faalmechanisme	Oordeel
AGK	Niet relevant (geen asfalt aanwezig)
AWO	Niet relevant (geen asfalt aanwezig)
GEKB	Voldoet ruim aan signaleringswaarde
GEBU	Voldoet aan signaleringswaarde
GABU	Voldoet aan signaleringswaarde
STMI	Voldoet aan signaleringswaarde
GEKB	Voldoet ruim aan signaleringswaarde
STPH	Voldoet ruim aan signaleringswaarde
ZST	Voldoet aan signaleringswaarde
Voorland	Faalkans verwaarloosbaar

In de nadere veiligheidsanalyse wordt het veiligheidsbeeld voor de komende 50 jaar bekeken, waarbij verandering in hydraulische randvoorwaarden (meerpeil) en bodemdaling worden meegenomen. De resultaten van de consequentieanalyse voor de overige toetssporen worden hiermee geverifieerd en op- en overgenomen in het dossier van de veiligheidsanalyse voor de Monnickendam Zeedijk zodat het complete veiligheidsbeeld gerapporteerd wordt. In de rest van de uitgangspunten wordt daarom alleen ingegaan op STBI en STBU. De relevantie van NWO's komen in Hoofdstuk 7 (kabels en leidingen) en 8 (bebouwing en begroeiing) aan bod.

2.3 Software

Voor de veiligheidsanalyse wordt de volgende software gebruikt;

- De hydraulische randvoorwaarden worden bepaald met de software Hydra-NL v2.8.2 op basis van de hydraulische database WBI2017_Markermeer_13-9_13a-1_44-2_v02.
- De lokale sterkte uit sonderingen wordt afgeleid in de CPT-tool v1.2 van Deltares.
- De stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd in D-Stability (D-GEO Suite Stability) v2021.02 van Deltares.

3. Geometrische uitgangspunten

3.1 Dijkvakindeling

3.1.1 Vakindeling

Op basis van variatie in ondergrond, geometrie en ligging van de dijk, hoogte van het achterland en dijkopbouw is het traject opgedeeld in dijkvakken. Binnen een dijkvak is de variatie beperkt. De dijkvakindeling is weergegeven in Figuur 3-1 en Tabel 3-1. Deze is samengesteld op basis van de ligging van de dijk en hoogte van het achterland (zie Figuur 3-3 uit AHN4). De opbouw van de ondergrond is vanwege het homogene beeld niet bepalend voor de dijkvakindeling geweest.

Tabel 3-1: Dijkvakindeling

Dijkvak	Dijk	Van – tot	Beschrijving
1	26	DP03 – DP05	Groene dijk ten noorden van Grafelijkheidssluis
2	26	DP05 – DP05+50	Groene dijk ten zuiden van Grafelijkheidssluis
3	27	DP01 – DP08	Historisch centrum, lintbebouwing langs de dijk
4	27	DP08 – DP15	Bebouwd gebied, groene dijk met voorland
5	27	DP15 – DP24	Groene dijk met lager achterland en langs Het Braakje
6	27	DP24 – DP31	Groene dijk langs de Poel
7	27	DP31 – DP37	Groene dijk
8	27	DP37 – DP43	Groene dijk langs de Binnenbraak en de Braak bij Molensloot
9	27	DP43 - DP54	Groene dijk



Figuur 3-1: Dijkvakindeling

3.1.2 Maatgevend profiel

Per dijkvak wordt een maatgevend dwarsprofiel gekozen, die representatief wordt gesteld voor de veiligheidsopgave binnen een dijkvak. Het maatgevende profiel wordt doorgerekend op STBI en STBU. Bij het kiezen van het maatgevende profiel wordt gelet op het volgende:

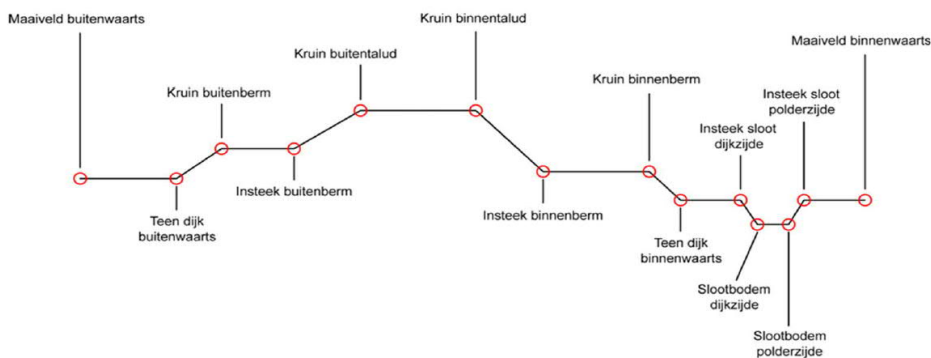
- Langs de kering wordt elke 100 m de geometrie van een dwarsprofiel gegenereerd, zie paragraaf 3.1.2. Binnen een dijkvak worden de geometrieën over elkaar geplot. Het dwarsprofiel met een steiler profiel (steil dijktaf, smalle steunberm, steil onderwatertalud) en de grootste kerende hoogte wordt maatgevend geacht.
- Uit ervaring van de AMMD blijkt dat veen (als het veen diep ligt) in het projectgebied sterker is dan klei, waardoor een dunnere veenlaag ten opzichte van de kleilaag maatgevend is. Veen aan het maaiveld is juist slapper en dan vaak maatgevend [16].
- Aangezien gewerkt wordt met de lokale sterkte uit sonderingen, wordt het maatgevende profiel gekozen als een combinatie van geometrie en bijbehorende lokale bodemopbouw (er wordt dus niet een fictief dwarsprofiel samengesteld op basis van maatgevend profiel en maatgevende bodemopbouw).

Op basis van bovenstaande overwegingen wordt met *expert judgement* bepaald welk profiel binnen een dijkvak maatgevend is.

3.2 Geometrie

3.2.1 Naamgeving

Qua naamgeving van de karakteristieke punten van de kering wordt aangesloten bij de SH Macrostabiliteit [5], zoals opgenomen in Figuur 3-2.



Figuur 3-2: Karakteristieke punten dwarsprofiel [5]

Om dwarsprofielen te generen wordt gebruik gemaakt van de data uit Tabel 3-2. Het AHN4 wordt eerst geverifieerd middels de hoogtemetingen van de uitgevoerde sonderingen en boringen. Langs het traject wordt vervolgens om de 100 m een profiel gegeneerd uit AHN4 en de bathymetrie van de Gouwzee. Deze worden gecombineerd met de ingemeten binnendijkse onderwaterprofielen. Vervolgens zal per dijkvak de maatgevende locatie worden gekozen. De hoogteligging in het projectgebied op basis van AHN4 is afgebeeld in Figuur 3-3.

Tabel 3-2: Data geometrie

Schematisering	Bron
Maaiveldniveau	AHN4
Gouwzee	Bathymetrie (2016) ¹
Waterpartijen	Ingemeten onderwaterprofielen binnendijkse waterpartijen (2022)

¹ Deze data wordt vergeleken met de data uit 2001 als onderdeel van de veiligheidsanalyse om te kijken hoeveel de bodemligging is veranderd.



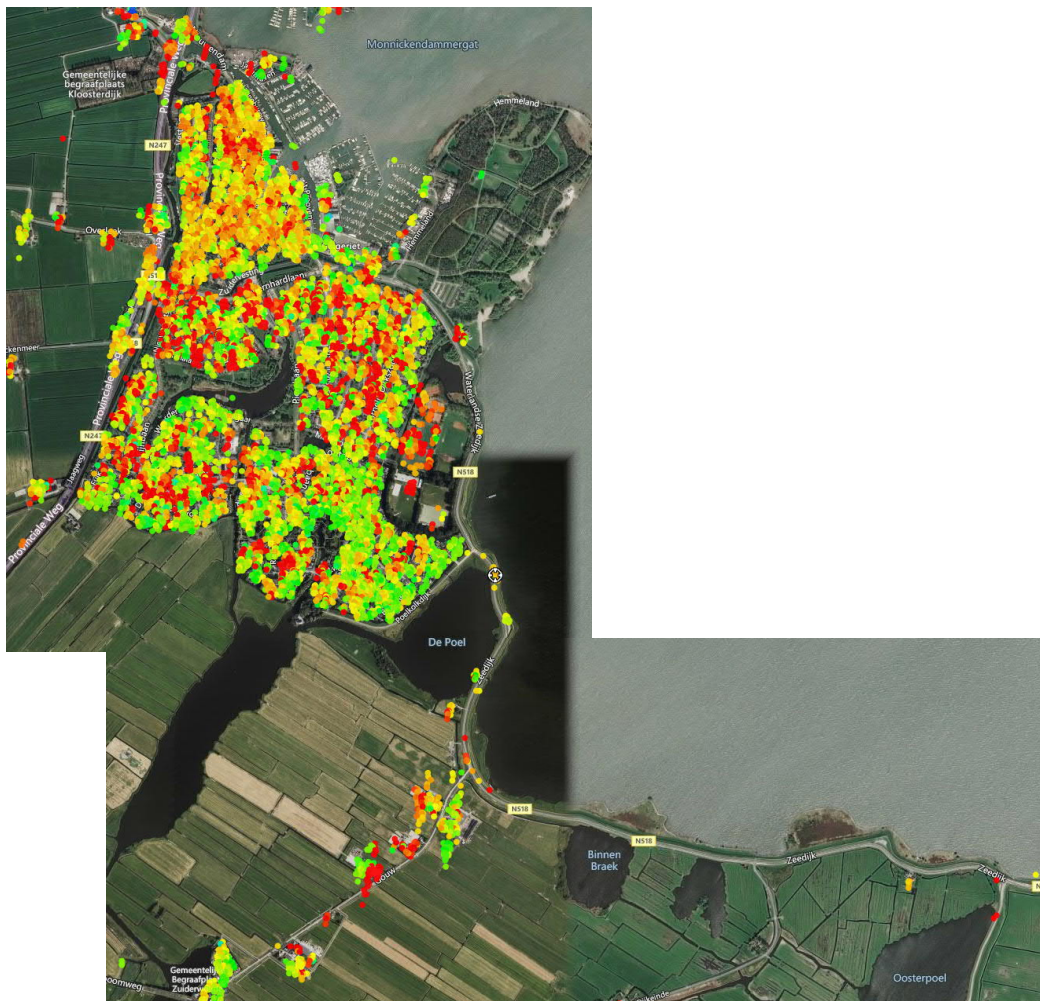
Figuur 3-3: Uitsnede AHN4

3.3 Bodemdaling

Door autonome processen, bijvoorbeeld oxidatie van organische bestanddelen in de ondergrond, treedt bodemdaling op. Ook zakt de dijk onder zijn eigen gewicht verder de ondergrond in en zakt in de breedte uit. In de toekomst zorgt dit voor een relatieve verhoging van de buitenwaterstand ten opzichte van de kering.

3.3.1 Bodemdalingskaart

Om de bodem/-dijkdaling in te schatten zijn meerdere bronnen beschikbaar. De autonome bodemdaling van het achterland kan worden ingeschat aan de hand van de Bodemdalingskaart 2.0 [26]. Deze kaart is opgesteld voor heel Nederland en toont de beweging van de ondergrond op basis van de trend in gemeten InSAR satellietdata. In Figuur 3-4 is een uitsnede ter plaatse van het projectgebied weergegeven. Van de landelijke dijk en het achterland binnen het project Monnickendam is geen data beschikbaar. Het verschil tussen kruindaling en bodemdaling van het achterland is daarmee niet in beeld. Voor de dijk ten zuiden Uitdam is de bodemdaling 3-5 mm/jaar.



Figuur 3-4: Bodemdalingskaart [26]

3.3.2 Prognose kruindaling

In het kader van de AMMD is historische kruindaling geanalyseerd om een prognose te maken voor de kruindaling in de toekomst [17]. Het traject Monnickendam Zeedijk is hierin meegenomen. De kruindaling voor de komende 50 jaar is opgenomen in Tabel 3-3. Als onderdeel van de veiligheidsanalyse wordt deze kruindaling aan de hand van beschikbare hoogtemetingen geverifieerd.

Tabel 3-3: Prognose kruindaling AMMD [17]

Dijk	Van – tot*	Kruindaling tot 2071 [m]
26	DP03 – DP05	0,00
27	DP01 – DP08	0,00
27	DP08 – DP13	0,15
27	DP14 – DP39	0,20
27	DP40 – DP54	0,50

4. Geotechnische uitgangspunten

4.1 Bodemopbouw

De bodemopbouw is relatief uniform en omvat van diep naar ondiep de volgende laagopbouw:

- Op ongeveer NAP -13 m ligt de bovenkant van goed gepakte zanden van de Formatie van Boxtel, met conusweerstand groter dan 10 MPa.
- Tussen dijkpalen DP0 – DP21 ligt op deze zandlaag een 1-1,5 m dikke laag Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop.
- Op het Basisveen of (indien Basisveen afwezig is) op de zandlaag, liggen de afzettingen van de Formatie van Naaldwijk, Laagpakket van Wormer (voorheen de Afzettingen van Calais²), bestaande uit:
 - Zandige klei tussen circa NAP -12 m en NAP -9 m, met conusweerstand tussen 2-4 MPa.
 - Zandige klei, variërend in dikte van 0,5-3 m dik, met conusweerstand van 0,5-1 MPa.
 - Humeuze klei, variërend in dikte van 0,5-2m dik, tussen circa NAP -7 m en NAP -5 m.
- Op de Calais afzettingen ligt een laag Hollandveen van de Formatie van Nieuwkoop. De binnendijkse dikte is circa 4 m, onder de dijk is deze samengedrukt tot 2-3 m. Ook buitendijks is het veen plaatselijk samengedrukt.
- Op de Hollandveen ligt tot aan maaiveld (of tot aan het antropogene materiaal) een kleilaag met wisselende dikte en soms ook geheel afwezig, van de Formatie van Naaldwijk, Laagpakket van Walcheren (voorheen de Afzettingen van Duinkerke¹).

Er is een analoog geotechnisch lengteprofiel beschikbaar uit 1987. Als onderdeel van de veiligheidsanalyse is dit lengteprofiel gedigitaliseerd en geactualiseerd met het nieuwe veldonderzoek. Het geactualiseerde lengteprofiel is opgenomen in Bijlage 1.

² Binnen de proevenverzameling van AMMD wordt gewerkt met 'klei, Calais' en 'klei, Duinkerke', daarom is de verouderde lithostratigrafische benaming ook gegeven.

Op het traject komen een aantal uitzonderingen voor op bovenstaande bodemopbouw [24]. De uitzonderingen, kleine lokale variaties buiten beschouwing gelaten, zijn op de volgende locaties:

- Tussen DP6 – DP10 komt een zandige geulafzetting voor, waardoor de klei van Calais ontbreekt.
- Bij DP4 en bij DP8 is in het Hollandveen een kleilens ingesloten.
- Het Hollandveen is bij DP6, 14, 39 en 42 aangetast door geulvorming en opgevuld met zand. Bij DP39 en DP42 valt dit duidelijk samen met de aanwezigheid van de wielen/braken.

In de consequentieanalyse is het destijds beschikbare grondonderzoek verleggen met de bodemscenario's uit het stochastische ondergrondmodel van het WBI-SOS [8][21]. Qua aanwezige grondlagen sluiten beide op elkaar aan. In de nadere veiligheidsanalyse wordt het stochastische ondergrondmodel van WBI-SOS niet meer gebruikt. Vanwege de hoge dichtheid aan beschikbaar en aanvullend grondonderzoek is de kans klein dat belangrijke grondlagen worden gemist, daarnaast zal worden gerekend met lokale grondsterkte. Het gebruik van het stochastische ondergrondmodel heeft dan geen toegevoegde waarde.

4.2 Dijkopbouw

Volgens het historische grondonderzoek is de dijk voornamelijk opgebouwd uit klei [24]. In het verleden is deze binnenwaarts verhoogd en versterkt met zand, afgedekt met een kleilaag, zie Figuur 4-1. Dwarsprofielen uit bestekstekeningen van meer recente versterkingen zijn vrijwel niet beschikbaar.



Figuur 4-1: Historische dijkopbouw, bron onbekend

4.3 Sterkteparameters

Conform het WBI wordt gebruik gemaakt van het Critical State Soil Mechanics model (CSSM). Voor wat betreft de sterkteparameters is deels aangesloten bij de proevenverzameling van AMMD. Middels aanvullende laboratoriumproeven zijn de volumieke gewichten, POP (uit samendrukkingsproeven op veen en klei Calais) en sterkteparameters (uit triaxiaalproeven op veen en klei Calais) geverifieerd om te beoordelen of de proevenverzameling representatief is voor de aanwezige grondlagen binnen het project Monnickendam. Dit heeft tot enkele aanpassingen van de proevenverzameling van AMMD geleid, deze analyse is opgenomen in Bijlage 2. De proevenverzameling voor de nadere veiligheidsanalyse is weergegeven in Tabel 4-1. Indien nodig is qua volumiek gewicht onderscheid gemaakt in locatie in het dwarsprofiel: achterland (A), berm (B), kruin (Kr), voorland of water (V/W).

Binnen de proevenverzameling AMMD is het te hanteren volumiek gewicht en de POP-waarde verschillend tussen het noordelijke en zuidelijke deel van de

Markermeerdijken. Aangezien het omslagpunt bij Edam ligt, is voor Monnickendam gebruik gemaakt van de zuidelijke parameters voor klei Duinkerke.

In de consequentieanalyse is een verband gelegd tussen de AMMD materialen en de WBI-SOS eenheden [8], zoals deze ook zijn opgenomen in de Schematiseringshandleiding Macrostablieit. De WBI-SOS eenheden zijn toegevoegd aan de tabel.

Tabel 4-1: Geactualiseerde proevenverzameling, bewerking van [19] en [21], de doorgestreepte AMMD waarden zijn aangepast n.a.v. het lokale labonderzoek

Grondsoort	SOS-code	Locatie	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	N_{kt} [-]	VC_{NKT} [-]	m [-]	POP [kPa]	S [-]	ϕ'_{kar} [°]
Veen	H_Vhv_v	A	10	10	15,8	0,25	0,85	7	0,45	42
	H_Vbv_v	B	10,1	10,1			0,81	9,4	0,35	
		Kr	10,1	10,1						
		V/W	10	10						
Detritus/Gyttja		-	11,1	11,1	15,8	0,25	0,85	10	0,39	40
Klei, Antr.	H_Aa_ht	-	14,1	14,1	18	0,25	0,8	20	0,22	29*
Klei, Cal.	H_Mp_ko	A	14,8	14,8	18	0,25	0,8	11	0,22	29
			16,8	16,8			0,82	3	0,25	
	B	15,1	15,1							
		16,8	16,8							
	Kr	15,1	15,1							
		16,8	16,8							
	V/W	15,1	15,1							
		16,8	16,8							
Klei, Duink.	H_Mp_k	A	13,4	13,4	18	0,25	0,8	12	0,25	34
			13,6	13,6						
		B	13,4	13,4						
			13,6	13,6						
	Kr	13,4	13,4							
		13,6	13,6							
	V/W	13,4	13,4							
		13,6	13,6							
Zand		-	18	18	-	-	-	-	-	30

* O.b.v. de karakteristieke waarde voor dijkmateriaal uit SH Macrostablieit [5]

Waarin:

γ_{nat}	Volumegeewicht van de grond bij natuurlijk watergehalte [kN/m ³]
γ_{sat}	Volumegeewicht van verzadigde grond [kN/m ³]
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor [-]
m	Sterkte toename exponent [-]
POP	Pre overburden pressure [kPa]
S	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-]
ϕ'_{kar}	Effectieve hoek van inwendige wrijving [°]

Om vanuit de klasse I-sonderingen onderscheid te maken tussen de verschillende grondlagen wordt gebruikt gemaakt van Tabel 4-2. Dit wordt lokaal geverifieerd met boringen. Er zal eerst worden beschouwd of op basis van het grondonderzoek het onderscheid tussen veen en gyttja/detritus te maken is. Zo nee, dan zal worden uitgegaan van de sterkteparameters van veen voor beide grondsoorten. Dit materiaal sluit aan bij de SOS-ondergrondscenario's- en grondsoorten.

Tabel 4-2: Richtwaarden voor laagtoekenning o.b.v. klasse I-sonderingen (berm en kruin) [19]

Grondsoort	Conusweerstand [MPa]	Wrijvingweerstand [MPa]	Wrijvingsgetal [%]
Zand	$\geq 1,5$	0,030 - 0,070	1 - 1,5
Klei	$\leq 0,8$	0,005 - 0,030	1,5 - 5
Veen	0,5 - 1	0,045 - 0,100	7 - 10
Gyttja/detritus	0,4 - 0,8	0,020 - 0,050	4 - 7

4.4 Schematisering lokale sterkte

4.4.1 Theorie

4.4.1.1 Ongedraineerde schuifsterkte

Het CSSM model gaat uit van ongedraineerd grondgedrag voor de verzadigde slecht doorlatende grondlagen klei en veen. De lokale ongedraineerde schuifsterkte zal worden afgeleid uit klasse I-sonderingen, volgens bijlage E.6 uit de schematiseringshandleiding [5]. Ter controle worden de sonderingen onderling vergeleken of een correlatie in de lokale sterkte aanwezig is. Indien dat het geval is, is de slechtste sondering representatief. De ongedraineerde schuifsterkte wordt als volgt bepaald [5][19]:

$$s_u = \sigma'_{vi} S (OCR)^m = \sigma'_{vi} S \left(\frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{vi}} \right)^m \quad \text{Eq 4-1}$$

Waarin:

s_u	Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
S	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-]
OCR	Overconsolidatie ratio [-]
m	Sterktetoename-exponent [-]
σ'_{vi}	In situ effectieve verticale spanning [kN/m ²]
σ'_{vy}	Grensspanning [kN/m ²]

De grensspanning is een maat voor de belastinggeschiedenis van de grond en is daarmee locatieafhankelijk. De verhoudingen tussen effectieve spanning, grensspanning, OCR en POP (pre-overburden pressure) is als volgt:

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + POP \quad \text{Eq 4-2}$$

$$OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi} \quad \text{Eq 4-3}$$

Om de effectieve verticale spanning te bepalen is de grondwaterstand nodig, deze zal worden afgeleid uit de sonderingen en waterspanningsmeters.

Empirisch hangt de ongedraineerde schuifsterkte s_u samen met de sondeerweerstand volgens:

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}} \quad \text{Eq 4-4}$$

waarbij:

$$q_{net} = q_t + \sigma_{vi} \quad \text{Eq 4-5}$$

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad \text{Eq 4-6}$$

Waarin:

s_u	Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand [kN/m ²]
q_t	Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand [kN/m ²]
σ_{vi}	In situ verticale totaalspanning [kN/m ²]
u_2	Gemeten waterspanning (gemeten achter de conuspunt) [kN/m ²]
a	Relatieve oppervlakte spleet bij waterspanningsfilter [-]
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor [-]

De N_{kt} -factor die gebruikt is voor AMMD reeds afgeleid van de klasse 1-sondeerconus van Fugro. Voor Monnickendam kan deze daarom worden overgenomen (zie Tabel 4-1). De sondeerconus van Fugro heeft de volgende parameters:

- Conusnummer: *n.t.b.*
- a-factor: 0,75

Gezien de relatie uit E1. 1 en Eq. 4 wordt de uit sonderingen bepaalde s_u omgerekend naar een waarde voor de POP. Hiermee wordt een lokaal beeld verkregen van de sterkte van de ondergrond (onder dagelijkse omstandigheden), die vervolgens kan worden ingevoerd in het rekenprogramma D-Stability. Dit betreft methode E.6 uit Bijlage E van de Schematiseringshandleiding Macrostabieleit [5].

4.4.1.2 Gedraineerde schuifsterkte

Voor de doorlatende grondlagen, zoals zand en klei boven de dagelijkse grondwaterstand, wordt gebruikt gemaakt van de gedraineerde schuifsterkte volgens:

$$\tau = \sigma'_{vt} \cdot \sin \phi'_{cs} \quad \text{Eq 4-7}$$

Waarin:

τ	Gedraineerde schuifsterkte [kPa]
σ'_{vt}	In-situ verticale effectieve spanning [kPa]
ϕ'_{cs}	Critical State Hoek van inwendige wrijving [°]

4.4.2 Werkwijze lokale sterkte

De lokale ongedraineerde schuifsterkte wordt gemodelleerd aan de hand van de klasse I-sonderingen. De sonderingen worden ingeladen in de CPT-tool van Deltares v1.2, waarin de volgende stappen uit de Schematiseringshandleiding Macrostabieleit worden doorlopen [5]:

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand voor waterspanning en totaalspanning (Eq. 4-5 en Eq .4-6)

2. Berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand (Eq. 4-4);
3. Schematiseren van laagscheidingen en lineariseren van de schuifsterkte over de laagdikte;
4. Berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u ;
5. Berekenen van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van OCR, grensspanning en POP (Eq. 4-1).

De lokaal afgeleide karakteristieke waarden voor POP (of OCR of grensspanning) worden meegenomen in de bepaling van het maatgevende dwarsprofiel per dijkvak, zie paragraaf 3.1.2. De lokale waarden bij het gekozen dwarsprofiel worden ingevoerd als dagelijkse omstandigheden in D-Stability.

Het kan zijn dat de lokaal afgeleide waarden van de POP lager uitvallen dan de waarden uit de proevenverzameling van Tabel 4-1. In dat geval is waarschijnlijk sprake van een meetfout of onjuiste schematisering van de ondergrond (zoals volumieke gewichten, waterspanningen en variatiecoëfficiënt op de Nkt) in de toepassing van bovenstaand stappenplan. De POP-waardes bepaald op basis van samendrukkingsproeven, waarbij gecontroleerd wordt of het gewicht uit de lokale monsters overeenkomen met de proevenverzameling, zijn betrouwbaarder. Indien de POP die lokaal is afgeleid uit de sonderingen lager is dan de karakteristieke waarde uit de proevenverzameling, wordt daarom de POP uit de proevenverzameling gehanteerd als ondergrenswaarde. De proevenverzameling van AMMD zal middels samendrukkingsproeven voor het traject MZD worden geverifieerd.

4.4.3 Sterkte boven freatisch vlak

Voor slechtdoorlatende grondsoorten onder het dagelijkse freatisch vlak wordt gebruik gemaakt van de ongedraineerde schuifsterkte. Boven het dagelijks freatisch vlak kunnen twee zones worden onderscheden:

- Grond boven het freatisch vlak tijdens maatgevende omstandigheden. Deze grond is altijd onverzadigd, daarom wordt de schuifsterkte gemodelleerd met gedraineerde schuifsterkte volgens Eq. 4-7.
- Grond boven dagelijks freatisch vlak, maar onder maatgevend freatisch vlak. Als gevolg van zuigspanningen kan deze zone hoge schuifsterktes hebben. Met aanvullende veldproeven, zoals vinproeven en tensiometers, kan de sterkte van deze onverzadigde zone in beeld worden gebracht. Aangezien de verwachting is dat de stabiliteit van de kering voornamelijk wordt bepaald door de diepere slappe lagen en niet door deze zone, wordt deze mogelijke optimalisatie nog niet uitgewerkt. De schuifsterkte in de onverzadigde zone wordt daarom ook gemodelleerd met gedraineerde schuifsterkte volgens Eq. 4-7.

4.5 Verkeersbelasting

4.5.1 Binnenwaartse stabiliteit

De uitgangspunten aangaande verkeersbelasting voor de veiligheidsanalyse op stabiliteit binnenwaarts sluiten aan bij de WBI-beoordelingen van HHNK. Hierbij wordt onder maatgevende hoogwateromstandigheden geen rekening gehouden met verkeersbelasting.

In geval van extreme regenval wordt aangesloten bij de uitgangspunten van AMMD [17]. In geval van een weg wordt uitgegaan van een verkeersbelasting van $15,0 \text{ kN/m}^2$ over een breedte $2,5 \text{ m}$ op de kruin met een spreiding van 30° . Deze belasting komt overeen met zware voertuigen. Indien deze belasting is gesitueerd op de binnenberm zal worden onderzocht of dit de stabiliteit ten goede komt, in dat geval wordt de verkeersbelasting niet meegenomen.

Als er geen weg op de kruin is, zoals het landelijke deel, dan wordt een verkeersbelasting op de kruin aangenomen van 5 kN/m^2 over een breedte van $1,5 \text{ m}$ met een spreiding van 30° . In het landelijke deel is een fietspad op de kruin aanwezig en een weg op de binnenberm. De verwachting is dat de grote zware voertuigen op de weg zullen staan en hoogstens een enkele wagen op het fietspad op de kruin. In deze situatie is een bovenbelasting van 5 kN/m^2 op de kruin een voldoende veilig uitgangspunt.

Het aanpassingspercentage op de verkeersbelasting van niet-cohesieve lagen is 100% , voor cohesieve lagen is dat 20% .

4.5.2 Buitenwaartse stabiliteit

Bij een val van hoogwater kunnen zware voertuigen op de kruin voorkomen voor mogelijke herstelwerkzaamheden. In geval van een weg wordt uitgegaan van een verkeersbelasting van $15,0 \text{ kN/m}^2$ over een breedte $2,5 \text{ m}$ op de kruin met een spreiding van 30° . Of dit realistisch is zal met de dijkbeheerder worden geverifieerd in de werksessies voor STBU, zie paragraaf 6.3.3.

Het aanpassingspercentage op de verkeersbelasting van niet-cohesieve lagen is 100% , voor cohesieve lagen is dat 20% .

5. Hydraulische randvoorwaarden en geohydrologie

5.1 Waterstanden

5.1.1 Herkomst hoogwater

5.1.1.1 Hoogwatergebeurtenis

Het peil van het Markermeer is een beheert waterpeil. Een hoogwater op het Markermeer wordt veroorzaakt door langdurige regenval, waarbij de waterschappen het water uit hun boezem in het Markermeer pompen. Bij het gelijktijdig vollopen van het IJsselmeer door hoge afvoer van de IJssel en het beperkt kunnen spuien bij de Afsluitdijk door hoogwater op de Waddenzee, kan het Markermeer het water niet kwijt en stijgt het waterpeil. In combinatie met opwaaiing door wind kan dit leiden tot een hoogwater nabij Monnickendam [33].

5.1.1.2 Meerpeilstijging

Een meerpeilstijging van het Markermeer is afhankelijk van de stijging van het IJsselmeerpeil, de relatie tussen het Markermeerpeil en het IJsselmeerpeil en van de eventuele installatie van pompen in de Houtribdijk. Conform OI2014v4 en aansluitend bij AMMD geldt hiervoor het volgende [20]:

- Het meerpeil van het IJsselmeer blijft als gevolg van klimaatverandering gelijk tot 2050 en stijgt tussen 2050 en 2080 met 0,01 m per jaar, tot een maximum van 0,30 m in 2080.
- Het Markermeerpeil stijgt daarbij met 50% van de toename van het IJsselmeerpeil (W+ scenario). Na 2050 kan ongeveer 1/3 van het klimaateffect op het Markermeer-winterpeil worden weggepompt.
- Oftewel: het Markermeerpeil blijft tot 2050 gelijk, daarna neemt het Markermeerpeil toe met 0,10 m in de periode van 2050 tot 2080, in de periode van 2080 tot 2100 blijft het Markermeerpeil gelijk aan het peil van 2080 (+0,10 m ten opzichte van het huidige peil).
- Interpolatie van de verwachte stijging in 2050 en 2080 leidt tot een verwachte stijging van het Markermeer in het zichtjaar (2072) van +0,07 m.

De gemiddelde bodemdaling in Nederland bedraagt 0,10 m/eeuw. Tot 2072 betreft dit een autonome bodemdaling van 0,05 m. De relatieve meerpeilstijging

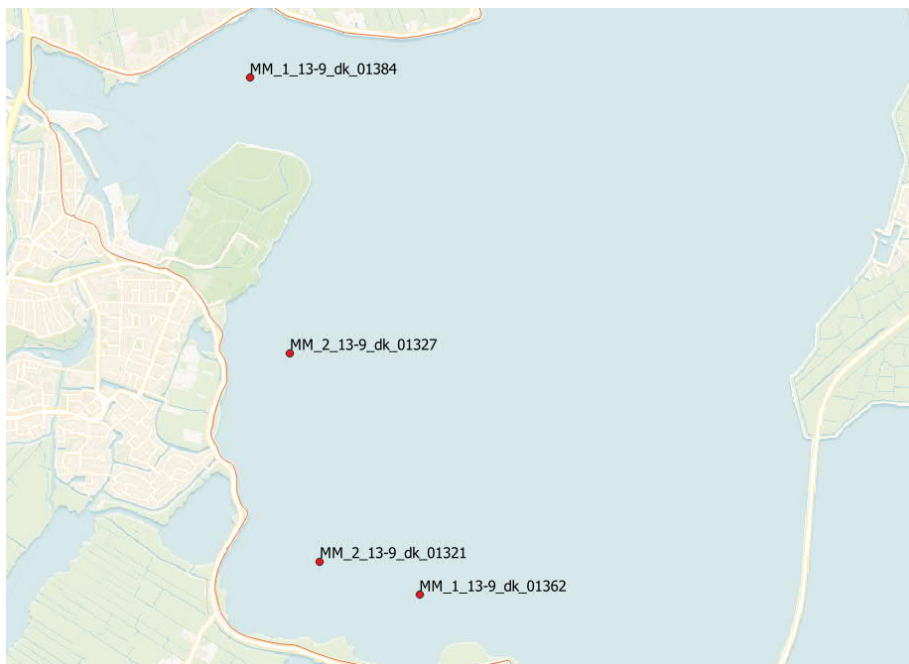
als combinatie van meerpeilstijging en bodemdaling bedraagt daarmee 0,12 m in zichtjaar 2072 [20].

5.1.2 Waterstanden bij de norm

De waterstanden zijn bepaald met de software Hydra-NL v2.8.2 op basis van de hydraulische database WBI2017_Markermeer_13-9_13a-1_44-2_v02. De waterstanden zijn bepaald voor de huidige situatie (2022) en voor 2072 met een meerpeilstijging. Dit is gedaan door de toevoeging van een meerpeilstijging van 0,12 m conform de Alliantie Markermeerdijken [20] in de testmodus van Hydra-NL. Vervolgens is de bodemdaling van de waterstand afgehaald en zijn de waterstanden naar boven afgerond op 1 decimaal nauwkeurig. De waterstanden zijn weergegeven in Tabel 5-1. De genoemde locaties zijn weergegeven in Figuur 5-1.

Tabel 5-1: Waterstanden bij de ondergrens van de norm (1/1000 per jaar) en bij de signaleringswaarde van de norm (1/3000 per jaar) bij zichtjaren 2022 en 2072.

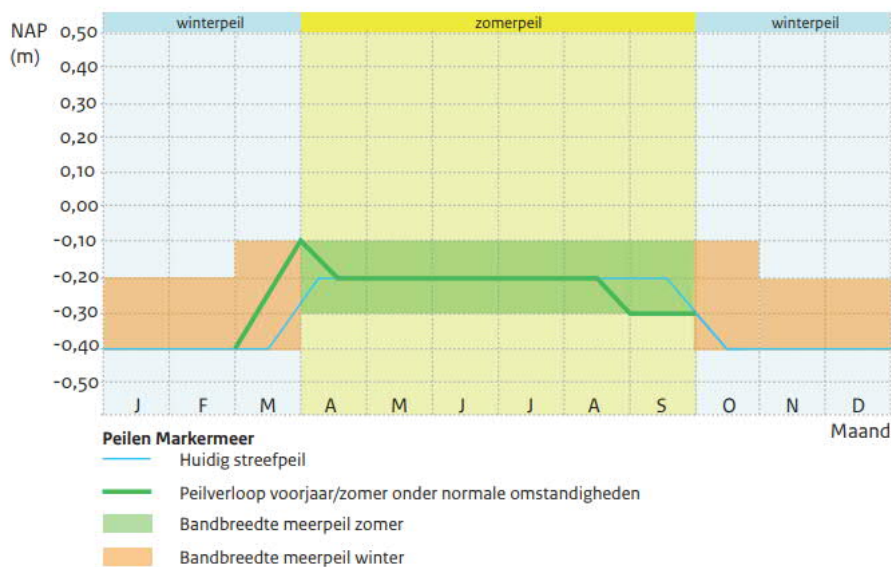
Locatie	Waterstand 1/1000 per jaar [m NAP]		Waterstand 1/3000 per jaar [m NAP]	
	2022	2072	2022	2072
MM_1_13-9_dk_01384	0,71	0,8	0,84	1,0
MM_2_13-9_dk_01327	0,73	0,8	0,85	1,0
MM_2_13-9_dk_01321	0,74	0,9	0,86	1,0
MM_1_13-9_dk_01362	0,74	0,8	0,86	1,0



Figuur 5-1: Rekenlocaties Hydra-NL

5.1.3 Laagwater

In 2018 zijn voor het Markermeer opnieuw de brandbreedtes voor het peil vastgesteld [27]. Het winter- en zomerpeil is schematisch weergegeven in Figuur 5-2. Het streefpeil in de winter is NAP -0,40 m en is direct ook gelijk aan laagwater.



Figuur 5-2: Beoogde en huidige zomer- en winter(meer)peil in Markermeer [27]

5.1.4 Val na hoogwater

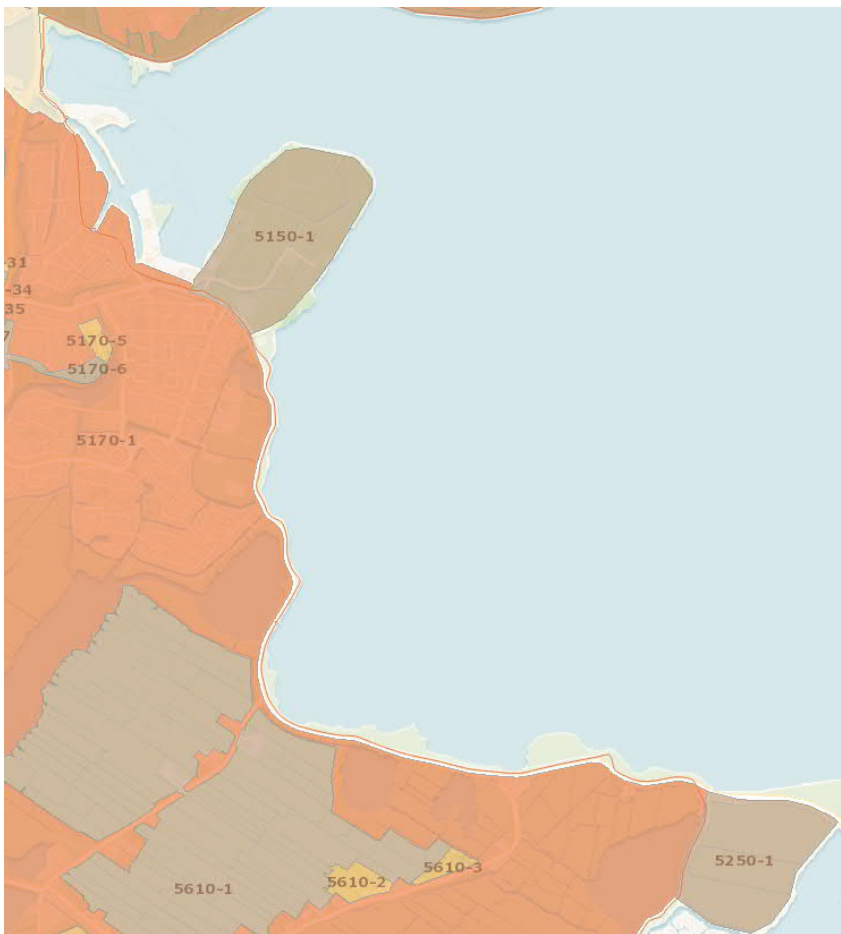
De uitgangspunten aangaande de val van hoogwater voor de analyse op stabiliteit buitenwaarts sluiten aan bij de uitgangspunten van AMMD [17]. Bij een val na hoogwater zal de buitenwaterstand dalen tot het streefpeil, wat gelijk is aan NAP -0,40 m [17]. Dit sluit tevens aan bij de Leidraad Zee- en Meerdijken [13].

De schematisering van de freatische lijn is weergegeven in paragraaf 5.2.1.

5.1.5 Polderpeil

Vlak achter de dijk is op de meeste locaties een watergang aanwezig. Over het algemeen is het peil in de polder gelijk aan de slootpeil. Het streefpeil (gebied 5170-1 met secundaire watergang achter de dijk) is gelijk aan NAP -1,56 m [28]. Daarbij wordt een onder- en bovengrens gehanteerd van respectievelijk NAP -1,59 m en NAP -1,54 m. Afwijkend is het gebied tussen DP31+00 en DP36+50 (gebied 5610-1 met een primaire watergang achter de dijk), waar het streefpeil van de polder achter de sloot niet gelijk is aan het slootpeil, maar gelijk aan NAP -2,01 m. Dijkvak 1 grenst aan peilgebied 1000-01 en heeft een streefpeil van NAP -0,50 m, met een onder- en bovengrens van respectievelijk NAP -0,7 m en NAP -0,3 m.

Tijdens maatgevende omstandigheden wordt er vanuit gegaan dat (de bovengrens van) het polder-/slootpeil kan worden gehandhaafd.



Figuur 5-3: Polderpeilen [28]

5.1.6 Overslagdebiet

Voor de analyses op binnenwaartse macrostabiliteit is het van belang om te weten of er tijdens normomstandigheden significante overslag kan optreden. In dat geval moet ook gerekend worden aan een situatie met overslag, met een verhoogde freatische lijn. Als het overslagdebiet tijdens maatgevende omstandigheden (bij een terugkeertijd gelijk aan norm van het dijktraject) kleiner blijft dan 0,1 l/s/m, hoeft geen rekening gehouden te worden met beïnvloeding van de freatische lijn door overslag [31].

In Hydra-NL is het hydraulisch belastingniveau berekend tijdens huidige omstandigheden (huidige hydraulische randvoorwaarden en kruinhoogte) bij de signaleringswaarde (1/3000 jaar). Conform de ontwerpbasis van de Alliantie Markermeerdijken [20] is het HBN voor 2022 en voor 2072 bepaald.

Het HBN voor 2072 is bepaald door in de testmodus van Hydra-NL rekening te houden met de meerpeilstijging. Een meerpeilstijging van 0,12 m wordt verwacht voor 2072. Het berekende HBN wordt gecorrigeerd voor de 0,05 m bodemdaling en er wordt een meerpeilslingering van 0,10 toegepast. Vervolgens is de huidige kruinhoogte minus de verwachte kruindaling (Tabel 3-3) vergeleken met het HBN. Deze stappen zijn navolgbaar weergegeven in Bijlage 3.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 5-2. Het HBN is lager dan de kruinhoogte in de huidige situatie en in de toekomstige situatie in 2072. Hieruit kan geconcludeerd worden dat er geen significante overslag optreedt.

Tabel 5-2: Hydraulisch belastingniveau bij 0,1 l/s/m overslag bij de signaleringswaarde (2022) en ondergrens (2072)

Dijkvak	Dijk	Van – tot*	Oriëntatie [°]	Uitvoerpunt database	Huidige kruinhoogte [m NAP]	HBN 2022 [m NAP]	Verwachte kruinhoogte 2072 [m NAP]	HBN 2072 [m NAP] ³
1	26	DP03 – DP05	65	DK01384	2,80	1,91	2,80	1,9
2	26	DP05 – DP05+50	65	DK01384	2,80	1,91	2,80	1,9
3	27	DP01 – DP08	60	DK01384	2,30	1,89	2,30	1,9
4	27	DP08 – DP15	65	DK01384	2,80	1,91	2,65	1,9
5	27	DP15 – DP24	90	DK01327	3,20	2,43	3,00	2,5
6	27	DP24 – DP31	45	DK01321	3,00	2,69	2,80	2,7
7	27	DP31 – DP37	15	DK01321	2,90	2,60	2,70	2,6
8	27	DP37 – DP43	15	DK01321	3,10	2,60	2,60	2,6
9	27	DP43 – DP54	0	DK01362	3,20	2,59	2,70	2,6

* Nader te detailleren bij definitieve indeling

In de bepaling van het hydraulisch belastingniveau is overal uitgegaan van een talud van 1 op 3. De werkelijke taludhelling is circa 1 op 3 met enkele uitschieters naar 1 op 2,5 en 1 op 3,5. Bij een talud van 1 op 2,5 neemt het hydraulisch belastingniveau op deze locaties toe met maximaal 3 cm. Een steiler talud zal dus niet direct leiden tot een overslag van meer dan 0,1 l/s/m bij de norm. Bij dijkvak 8 zal, vanwege bodemdaling, het HBN in 2072 ongeveer even hoog zijn als de kruin. Ook bij dit dijkvak zal een stijging van 3 cm geen effect hebben op de afgeronde HBN (zie Tabel 1 in Bijlage 2).

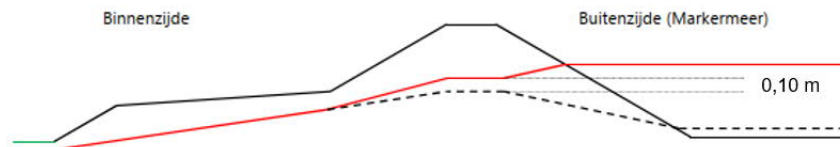
5.2 Geohydrologie

5.2.1 Freatische lijn

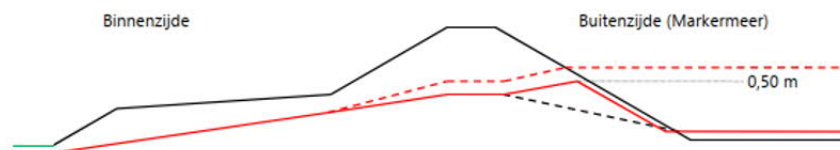
De freatische lijn wordt geschematiseerd conform de uitgangspunten van AMMD. Op basis van de huidige gegevens van de ondergrond en dijkopbouw wordt uitgegaan van een dijk die grotendeels uit klei bestaat. Voor de verschillende belastingssituaties resulteert dat in Figuur 5-4.

³ Het HBN voor 2072 dient conform de Alliantie Markermeerdijken [20] naar boven afgerond te worden op 1 decimaal nauwkeurig

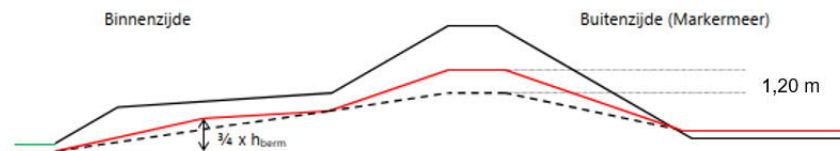
Situatie 1: maatgevend hoogwater (MHW)



Situatie 2: val na MHW



Situatie 3: extreme neerslag (ENS)



Legenda

- Geometrie
- Freatische lijn per belastingsituatie
- - - Freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden
- - - Freatische lijn bij MHW

Figuur 5-4: Schematisering van freatische lijn (bewerking van AMMD Ontwerpbasis Dijken [17])

In de dijk zijn peilbuizen geplaatst waarmee de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden vier keer handmatig is gemeten. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 5-3. Zoals uit de tabel zichtbaar wordt zijn er grote verschillen in opbolling waargenomen tussen de verschillende locaties en deze is met name rond DP21+00 ook variabel over de tijd. In de stabiliteitsberekeningen wordt uitgegaan van een gemiddelde grondwaterstand ter plaatse van de kruin van NAP +0,40 m, waarbij het effect van een groter of kleinere opbolling in de veiligheidsanalyse beschouwd zal worden.

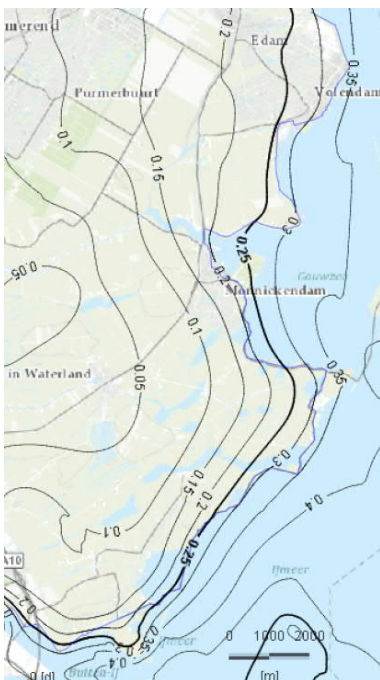
Tabel 5-3: Gemeten grondwaterstand middels peilbuizen in de kruin, t.o.v. NAP [m]

Dijk	Locatie	8 sep 2022	4 okt 2022	1 nov 2022	2 dec 2022
26	DP04+00				0,76
27	DP09+00				-1,12
27	DP15+80	0,00	0,06	0,01	0,00
27	DP21+00	0,74	0,71	1,10	1,20
27	DP31+90	0,67	0,97	0,70	0,87
27	DP49+50	0,46	0,48	0,58	0,47

5.2.2 Stijghoogte ?

In 2015 is door Fugro een driedimensionaal stijghoogtemodel opgezet voor de Markermeerdijken, om een gebiedsdekkend beeld te krijgen van de stijghoogterespons [32]. In het bijbehorende rapport zijn alleen waarden voor de stijghoogterespons afgeleid voor de trajecten van AMMD. Traject Monnickendam Zeedijk is wel opgenomen in dit model. De stijghoogterespons in het 1^e watervoerend pakket is weergegeven in Figuur 5-5. In vergelijking met het traject ten zuiden van Monnickendam Zeedijk (Dijk 28) is de respons wat lager, mogelijk doordat het traject wat naar binnen ligt. Daarom is het veilig om de stijghoogterespons van Dijk 28 over te nemen uit het model om te hanteren voor Monnickendam Zeedijk. Dit leidt tot de volgende stijghoogterespons:

- Stijghoogterespons in watervoerend pakket van 54%
- Stijghoogterespons in tussenzandlaag:
 - ter plaatse van 50 m in het achterland van 30%
 - ter plaatse van de kruin van 70%
 - ter plaatse van 50 m in het voorland van 100%



Figuur 5-5: Stijghoogterespons 1e watervoerend pakket

Met het aanvullende veldonderzoek is middels dissipatietesten de stijghoogte van het watervoerend pakket in beeld gebracht (rond NAP -13 m en lager). Direct onder de deklaag komt een tussenzandlaag voor van het laagpakket van Wormer. Van deze zandafzetting zijn lokaal geen nadere gegevens ingewonnen. Op basis van archiefonderzoek van Fugro blijkt de stijghoogte in deze laag redelijk constant te liggen op NAP -1,80 m. Deze waarde is als dagelijkse stijghoogte van de tussenzandlaag aangenomen.

5.2.3 Waterspanningsverloop

Conform TR Waterspanning bij Dijken verlopen de waterspanningen lineair over de cohesieve laag onder de dijk [7]. Conform de Alliantie Markermeerdijken wordt er uitgegaan van een indringingslaag van 7 m [17]. Dit betekent dat de waterspanningen verlopen over de onderste 7 m van de cohesieve lagen. In het deel daarboven heerst de freatische waterspanning. De lengte van de indringingslaag is geverifieerd met de te plaatsen waterspanningsmeters, deze analyse is opgenomen in Bijlage 4 .

5.2.4 Opbarsten / opdrijven

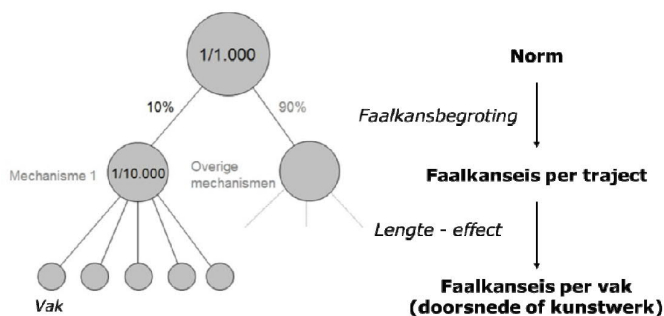
Indien de deklaag bij de binnenteen of in de slootbodem opbarst bij maatgevend hoogwater, biedt de grond minder weerstand tegen afschuiven. Om het risico op macro-instabiliteit goed in kaart te brengen is het daarom van belang om het risico op opbarsten te kwantificeren. Indien het evenwicht van de deklaag op basis van de totaalspanning kleiner is dan 1,2 kan opdrijven (bij evenwicht tussen 1,1 en 1,2) of opbarsten (bij evenwicht kleiner dan 1,1) plaatsvinden [17]. Indien sprake is van opdrijven of opbarsten en indien de deklaag dunner is dan 4,0 m, wordt er sterkte reductie toegepast. In de berekening wordt dan geen sterkte toegekend aan de deklaag waar opbarsten of opdrijven plaatsvindt. In dit project komen alleen deklagen dikker dan 4 m voor.

6. Veiligheidsfilosofie

6.1 Algemeen

6.1.1 Normering

Voor dijktraject 13-9 bedraagt de signaleringswaarde een overstromingskans van 1/3.000, de maximaal toelaatbare overstromingskans is 1/1.000. De vereiste overstromingskans wordt verdeeld over de verschillende toetssporen middels de faalkansbegroting. Vervolgens wordt dit verder onderverdeeld over de dijkvakken (of kunstwerk) middels het toepassen van de lengte-effect factor, tot een faalkanseis op dijkvakniveau. Dit principe is geïllustreerd in Figuur 6-1.



Figuur 6-1: Bepalen van de faalkanseis per toetsspoor en per vak [3]

6.1.2 Faalkansbegroting

De faalkansbegroting is de verdeling van de faalkansruimte over de verschillende toetssporen. De beschikbare faalkansruimte van een toetsspoor wordt aangegeven met de faalkansruimtefactor ω .

In het WBI2017 is een standaard faalkansbegroting opgenomen. Voor de dijkversterking Markermeerdijken is een aangepaste faalkansbegroting opgesteld. Hierbij is 20% faalkansruimte overgeheveld van 'piping en opbarsten' (STPH) naar STBI, aangezien piping op veel plekken kan worden uitgesloten, ook met een strengere eis [16].

Aangezien de aangepaste faalkansbegroting geldt voor normtraject 13-9, wordt deze faalkansbegroting ook gehanteerd binnen dijkversterking Monnickendam. Deze faalkansbegroting is opgenomen in Tabel 6-1. STBU is een indirect faalmechanisme en is daarom niet expliciet opgenomen in de faalkansbegroting.

Tabel 6-1: Faalkansbegroting versterking Monnickendam, o.b.v. AMMD [16]

Type	Toetsspoor	Faalkansruimtefactor
Dijk	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	0,24
	Piping (SPTH)	0,04
	Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	0,24
	Graserosie buitentalud (GEBU)	0,05
	Overige bekledingen buitentalud	0,05
Kunstwerk	Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (BSKW)	0,04
	Piping bij kunstwerken (PKW)	0,02
	Sterkte en stabiliteit kunstwerk (STKWp)	0,02
Overig	Overige toetssporen	0,30

Overigens is de consequentieanalyse ook uitgevoerd met de aangepaste faalkansbegroting, zodat de conclusies uit dit rapport (geen opgave, behalve STBI en STBU) gehandhaafd blijven.

6.1.3 Lengte-effect

Het dijktraject wordt opgedeeld in een aantal vakken met uniforme eigenschappen en belasting. Het lengte-effect wordt toegepast om de variabiliteit binnen een traject in rekening te brengen met behulp van de lengte-effectfactor. De faalkansbegroting en het lengte-effect leiden uiteindelijk tot een faalkanseis op doorsnedeniveau, gebaseerd op onderstaande vergelijking:

$$P_{eis,dsn} = \frac{\omega \cdot P_{eis}}{N_{dsn}} \quad \text{Eq 6-1}$$

Waarin:

$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede [-]
P_{eis}	Norm van het dijktraject [-]
ω	Faalkansruimte voor het betreffende toetsspoor [-]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor een doorsnede [-]

6.2 Macrostabieliteit binnenwaarts

Voor de beoordeling van stabiliteit binnenwaarts wordt gebruik gemaakt van de semi-probabilistische methode in combinatie met de hoekpuntenanalyse. Voor de beoordeling voor 2023 wordt getoetst aan de signaleringswaarde (1/3.000 jaar). Voor de nadere veiligheidsanalyse voor 2072 wordt getoetst aan de ondergrens (1/1.000 jaar).

In de volgende subparagrafen is uiteengezet met welke eis beoordeeld wordt.

6.2.1 Doorsnede-eis

De lengte-effectfactor voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt bepaald met de volgende vergelijking:

$$N_{dsn} = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad \text{Eq 6-2}$$

Waarin:

N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor een doorsnede [-]
a	Mechanismegevoelige fractie [-]
b	Representatieve lengte [m]
$L_{traject}$	Totale lengte van het dijktraject [m]

De waarden van a en b volgen uit het WBI2017 [3]/OI2014v4 [4]:

$$a = 0,033$$

$$b = 50$$

De trajectlengte van dijktraject 13-9 bedraagt 28.800 m [16]. Dit resulteert in de faalkanseisen gegeven in Tabel 6-2.

Tabel 6-2: Faalkanseis op doorsnedeniveau STBI

Parameter	Waarde	Eenheid
Faalkansruimte	0,24	-
a	0,033	-
b	50	m
$L_{traject}$	28.800	m
Lengte-effect factor (N_{dsn})	20,2	-
Faalkanseis ($P_{eis;ond;dsn}$) STBI	$1,19 \cdot 10^{-5}$ (1/84.167)	1/jaar
Faalkanseis ($P_{eis;sig;dsn}$) STBI	$3,96 \cdot 10^{-6}$ (1/252.500)	1/jaar

6.2.2 Stabiliteitsfactor

Bij het beoordelen (en ontwerpen) op STBI wordt gecontroleerd of de berekende stabiliteitsfactor gelijk aan of groter is dan de vereiste stabiliteitsfactor. De vereiste stabiliteitsfactor is opgebouwd uit een aantal partiële factoren, zoals in onderstaande vergelijking is weergegeven:

$$SF \geq SF_{min} = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m \quad \text{Eq 6-3}$$

Waarin:

SF	Berekende stabiliteitsfactor [-]
SF_{min}	Minimaal vereiste stabiliteitsfactor [-]
γ_n	Schadefactor [-]
γ_d	Modelfactor [-]
γ_m	Materiaalfactor [-]

In de volgende deelparagrafen zijn de verschillende factoren toegelicht.

6.2.2.1 Schadefactor

De schadefactor is bepaald uit de faalkanseis op doorsnedeniveau via de volgende vergelijkingen:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{Eq 6-4}$$

$$\beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad \text{Eq 6-5}$$

Waarin:

$\beta_{eis,dsn}$ *Betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau [-]*
 Φ^{-1} *Inverse standaard normaalverdeling [-]*
 $P_{eis,dsn}$ *Faalkanseis op doorsnedeniveau voor macrostabiliteit [-]*

Aangezien het hier een veiligheidsopgave over 50 jaar voor een versterking betreft wordt met de ondergrens van de normering gewerkt. Voor de ondergrenswaarde leiden bovenstaande vergelijkingen tot een betrouwbaarheidsindex β van 4,226 en een schadefactor γ_n van 1,044 voor STBI [16].

6.2.2.2 Modelfactor

Afhankelijk van het te hanteren glijvlakmodel worden de modelfactoren uit Tabel 6-3, afkomstig uit het OI2014v4 en geldig voor het Critical State Soil Mechanics-model (CSSM).

Tabel 6-3: Modelfactoren [4]

Glijvlakmodel	Modelfactor
Bishop	1,11
UpliftVan	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

6.2.2.3 Materiaalfactor

De berekeningen worden uitgevoerd met het Critical State Soil Mechanics-model. De parameters van dit model hebben allemaal een materiaalfactor van 1,0.

6.2.2.4 Schematiseringsfactor

In de veiligheidsanalyse wordt geen gebruik gemaakt van een schematiseringsfactor om de onzekerheden af te dekken, aangezien de invloed van onzekerheden middels een hoekpuntenanalyse in kaart wordt gebracht (zie paragraaf 6.4). Het gebruik van een schematiseringsfactor zou daarmee dubbelop zijn.

Bij het ontwerpen van varianten wordt de schematiseringsfactor wel gebruikt. De schematiseringsfactor zal worden afgeleid op basis van het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS) [6], met de rekenhulp voor het CSSM model zoals beschikbaar gesteld via Helpdesk Water.

6.2.3 Vereiste stabiliteitsfactor

Vermenigvuldiging van de bovengenoemde partiële factoren leidt tot de vereiste stabiliteitsfactoren voor STBI uit Tabel 6-4.

Tabel 6-4 Vereiste stabiliteitsfactor STBI

Vereiste stabiliteitsfactor	Model Bishop	Model UpliftVan	Model Spencer-Van der Meij
Ondergrens	1,16	1,11	1,12
Signaleringswaarde	1,20	1,15	1,15

Er wordt gekeken naar diepe glijvlakken die intreden in de kruin, aangezien kleine glijvlakken in een situatie zonder overslag niet tot falen van de dijk hoeven te leiden. Aansluitend bij de Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit ligt het kritische schuifvlak bij een overslag van maximaal 0,1 l/s/m op maximaal 1,5 m binnenwaarts van de buitenkruinlijn [5]. Het intredpunt van de te berekenen glijvlakken mag hierop worden begrenst.

6.3 Macrostabiliteit buitenwaarts

In de consequentieanalyse is een deel van het dijktraject afgekeurd op STBU [17]. Naar verwachting kan de opgave op STBU worden gereduceerd als de stabiliteitsberekeningen worden aangescherpt, zoals bij STBI. STBU is een indirect faalmechanisme, die bij optreden niet gelijk tot falen van de dijk leidt. Daarom wordt vervolgens, bij de afgekeurde dijkvakken, een faalpadenanalyse uitgevoerd. Er dienen namelijk meerdere gebeurtenissen achter elkaar plaats te vinden voordat afschuiven van het buitentalud zal leiden tot daadwerkelijk falen van de dijk.

In overleg met Adviesteam Dijkontwerp is besloten om niet de hele faalpadenanalyse te doorlopen, maar om te beredeneren vanuit de afstand tot de norm als resultaat van de stabiliteitsanalyse. De aanpak is verder in detail besproken in paragraaf 6.3.3.

6.3.1 Stabiliteitsfactor

Bij het beoordelen (en ontwerpen) op STBU wordt gecontroleerd of de berekende stabiliteitsfactor gelijk aan of groter is dan de vereiste stabiliteitsfactor. De vereiste stabiliteitsfactor is opgebouwd uit een aantal partiële factoren, zoals in paragraaf 6.2.2 voor STBI is weergegeven.

6.3.1.1 Schadefactor

De schadefactor is bepaald uit de faalkanseis op doorsnedeniveau volgens dezelfde vergelijkingen als voor STBI. Het verschil is dat voor STBU de faalkanseis tien maal zo groot is als voor STBI (dus 1/8.417) [5], aangezien het een indirect mechanisme betreft. Voor STBU is voor de norm ondergrens een betrouwbaarheidsindex β van 3,675 en een schadefactor γ_n van 0,961 bepaald.

6.3.1.2 Modelfactor

Afhankelijk van het te hanteren glijvlakmodel worden de modelfactoren uit Tabel 6-3 gehanteerd, afkomstig uit het OI2014v4 en geldig voor het Critical State Soil Mechanics-model (CSSM).

6.3.1.3 Materiaalfactor

De berekeningen worden uitgevoerd met het Critical State Soil Mechanics-model. De parameters van dit model hebben allemaal een materiaalfactor van 1,0.

6.3.1.4 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor voor STBU wordt apart afgeleid op dezelfde manier als weergegeven in paragraaf 6.2.2.4.

6.3.2 Vereiste stabiliteitsfactor

Vermenigvuldiging van de bovengenoemde partiële factoren leidt tot de vereiste stabiliteitsfactoren voor STBU uit Tabel 6-5.

Tabel 6-5: Vereiste stabiliteitsfactor STBU (signaleringswaarde)

Vereiste stabiliteitsfactor	Model Bishop	Model UpliftVan	Model Spencer-Van der Meij
Ondergrens	1,07	1,02	1,03
Signaleringswaarde	1,12	1,07	1,08

6.3.3 Faalkansanalyse

Afschuiven van het buitentalud leidt niet direct tot falen van de dijk. Om te concluderen of de stabiliteit buitenwaarts voldoet aan de norm, worden vier stappen doorlopen, op basis van de aanpak beschreven in het concept BOI (versie 0.8, juli 2022) [15].

Stap 1: verhaal van de dijk

Er dienen meerdere gebeurtenissen achter elkaar op te treden alvorens de dijk op macrostabiliteit buitenwaarts faalt. Middels een werksessie met HHNK en Sweco wordt een voor Monnickendam Zeedijk specifieke fenomenologische beschrijving gemaakt van de gebeurtenis 'falen door stabiliteit buitenwaarts', op basis van de schematisering van de waterkering en de wijze waarop deze beheerd wordt (alsmede tijdens calamiteiten). De voor de faalkans bepalende knopen in het faalpad worden hierbij beschreven.

Stap 2: Berekenen stabiliteitsfactor en kans

In D- Stability wordt de stabiliteitsfactor bepaald met een stabiliteitsberekening. Er worden twee situaties geanalyseerd, namelijk instabiliteit na val van hoogwater en bij extreme regenval. De stabiliteitsfactor wordt vervolgens omgerekend naar een kans van optreden. De maatgevende situatie (hoogste faalkans) van deze twee is bepalend voor het oordeel.

Stap 3: Analyseren afschuiving

Op basis van het berekende glijvlak en de daaropvolgende gebeurtenissen wordt het risico op falen van de dijk ingeschat ten gevolge van een tweede hoogwater.

6.4 Hoekpuntenanalyse

6.4.1 Aanpak

De uitgangspunten zijn zo goed mogelijk ingeschat, toch zal er altijd een kennisleemte bestaan in bijvoorbeeld de opbouw van de ondergrond, de sterkte van de ondergrond en de waterspanningen. Om de robuustheid van de veiligheidsopgave te onderzoeken wordt een hoekpuntenanalyse uitgevoerd, waarbij onder- en bovengrens waarden van parameters worden gebruikt in de berekeningen. Middels de hoekpuntenanalyse wordt inzichtelijk gemaakt of afgekeurde vakken met zekerheid zijn afgekeurd en goedgekeurde vakken met zekerheid zijn goedgekeurd. Voor dijkvakken die op de grens van afkeuren liggen maakt de hoekpuntenanalyse inzichtelijk wat er nodig is om tot goedkeuren te komen, waarna beoordeeld wordt of dit realistisch is.

6.4.2 Variabele parameters

In dit uitgangspuntendocument is middels iconen aangegeven welke parameters kunnen worden vastgezet en welke onzeker zijn (al dan niet na aanvullend veldonderzoek). De invloed van de onzekere parameters op het oordeel worden nader onderzocht in de hoekpuntenanalyse. Dit betreffen:

1. Bodemopbouw
 - a. Dijkopbouw
 - b. Bodemopbouw en POP
2. Grondsterkte
 - a. Ongedraineerde schuifsterkteparameters
 - b. Schuifsterkte boven freatisch vlak
3. Waterspanningen
 - a. Verloop freatische lijn
 - b. Stijghoogte respons
 - c. Indringingsdiepte/waterspanningen verloop
4. Verkeersbelasting

Ad 1: De diepere bodemopbouw wordt gebaseerd op sonderingen met een tussenafstand van 100 meter. De kans dat een ongunstiger bodemprofiel gemist wordt is daarmee klein. Desondanks kan het voorkomen dat er een dikkere slappe laag voorkomt en/of met een lagere POP dan in het grondonderzoek is aangetroffen. Ook kan het zijn dat de lokale sterkte groter is dan met het huidige onderzoek is afgeleid.

Ad2: Er wordt gewerkt met de proevenverzameling van AMMD, met aanvullende sterkteproeven is deze geverifieerd en geactualiseerd.

Naar het bepalen van de schuifsterkte boven het freatisch vlak in de onverzadigde zone (dijksmateriaal) worden momenteel op landelijk niveau onderzoeken gedaan. De schuifsterkte blijkt vaak groter te zijn dan een schematisering met gedraineerd grondgedrag.

Ad3: Er wordt gewerkt met de schematisering van de freatische lijn en stijghoogte van AMMD. Het aanpassen van de waterspanningen op een hoogwater (zowel freatische lijn als stijghoogte en het verloop hiertussen) kan alleen geverifieerd worden als gedurende de meetperiode een hoogwater optreedt.

7. Omgang K&L

7.1 Aanpak

Aan de polderzijde van de N518 ligt een kabels- en leidingstraat in de steunberm van de kering. Deze bestaat onder andere uit een waterleiding, gasleiding en riool persleiding. Kabels (al dan niet in mantelbuizen) parallel aan de kering vormen geen risico voor de waterveiligheid, aangezien dit zowel niet tot een kwelweg als krater kan leiden.

De dijk inclusief de parallelle leidingen moet voldoen aan de wettelijke normen. Dit wordt beoordeeld aan de hand van het 'Veiligheidsraamwerk POV K&L' [9], waarbij de faalkansbijdrage van de leiding wordt beschouwd via faalpaden. De berekeningen die hiervoor zijn te gebruiken kunnen qua diepgang erg variëren. Er wordt zoveel mogelijk van grof naar fijn gewerkt

Om het effect van leidingfalen te bepalen, wordt een kraterberekening uitgevoerd volgens NEN3651 'Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken' (versie 2020) [11].

Van de dijkvakken die zonder de aanwezigheid van de leidingen al zijn afgekeurd, wordt niet de faalkansbijdrage van de leiding volledig uitgewerkt, aangezien deze niet aan de faalkanseis kunnen gaan voldoen. Wel wordt kwalitatief beschouwd wat het effect van leidingfalen is, in verband met de invloed op de versterkingsopgave.

7.2 Veiligheidsmethodiek

7.2.1 Vereiste faalkans

Falen van de leiding valt volgens het OI2014v4/WBI2017 [1] onder het falen van een niet-waterkerend object (NWO). Hierbij is falen van een NWO een indirect faalmechanisme, wat betekent dat falen van een NWO niet direct tot een overstroming leidt. Volgens het Veiligheidsraamwerk POV K&L kan de leiding op twee manieren (opties) beschouwd worden in de veiligheidsanalyse [9]:

1. Als afzonderlijk direct faalmechanisme, waarbij de faalkansbijdrage van een individuele leiding centraal staat;
2. Als verzwarende omstandigheid voor een direct faalmechanisme.

In deze veiligheidsanalyse wordt optie 1 gehanteerd, waarbij gekeken wordt naar de kans op falen van de waterkering door het falen van de leiding. Indien het als verzwarende omstandigheid zou worden meegenomen (optie 2), dan zou dit ook in de faalkans per faalmechanisme verwerkt moeten worden. Hier is

echter in de consequentieanalyse geen rekening mee gehouden [21]. Optie 1 biedt de mogelijkheid om de leiding te beoordelen met de faalkansruimte die hiervoor beschikbaar is gesteld.

De faalkanseis voor dit dijktraject is 1/1.000 jaar (norm ondergrens). Deze faalkanseis moet worden verdeeld over de verschillende faalmechanismes, zoals beschreven in paragraaf 6.1.2. In de faalkansbegroting is 30% opgenomen onder de post 'Overig', zie Tabel 6-1. De faalkanseis voor het falen van de waterkering door het falen van de leiding kan worden afgeleid door gebruik te maken van een deel van deze faalkansruimte.

Het hanteren van een faalkansruimte van 1% van de norm wordt als startwaarde voldoende veilig geacht in Doorontwikkeling Veiligheidsraamwerk POV K&L [10]. Tevens kan worden uitgegaan van een lengte-effectfactor van $N=10$ [10]. Dit leidt tot een toelaatbare faalkanseis voor de parallelle leidingen als direct faalmechanisme van $0,01 \times (1/1.000) / 10 = 1,0E-06$ per jaar.

Een hoogwater en binnenwaartse afschuiving van de waterkering kan op zijn beurt ook leiden tot leidingfalen. Het afschuiven in combinatie met falen van de leiding heeft mogelijk invloed op het restprofiel. Hier dient rekening mee gehouden te worden in de beoordeling op STBI.

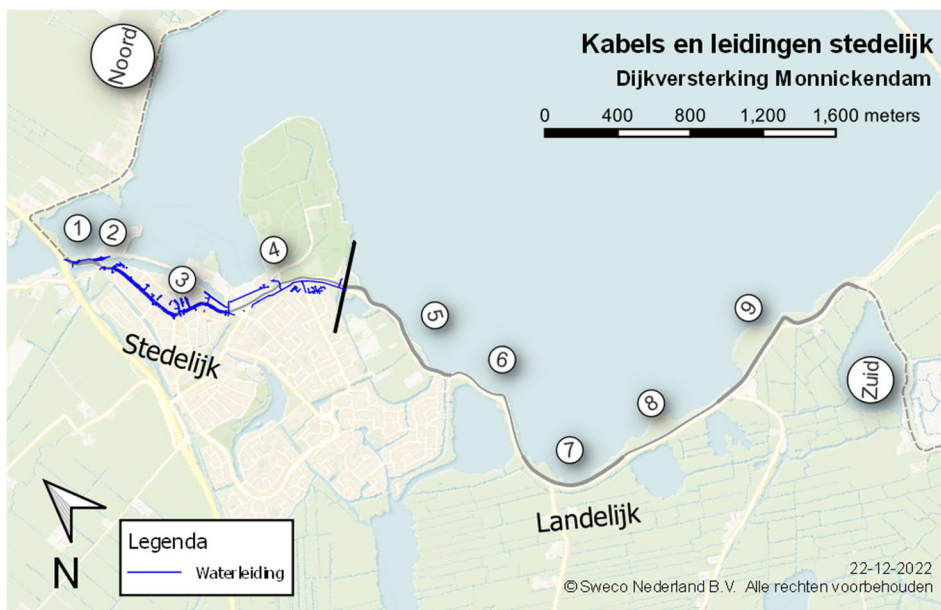
7.2.2 Faalpaden

Falen van de leiding betekent nog niet direct falen van de waterkering, oftewel het optreden van een overstroming. Via verschillende gebeurtenissen kan falen van de leiding een bijdrage aan de faalkans hebben. In lijn met de analyse van macrostabiliteit buitenwaarts (paragraaf 6.3) wordt middels een faalpad de faalkansbijdrage van de leiding inzichtelijk gemaakt. Hiervoor wordt het effect van leidingfalen bepaald door het maken van een kraterberekening en het berekenen van de stabiliteit van de kering na leidingfalen. De kans van optreden van het faalpad moet voldoen aan de faalkanseis. Indien het falen van de leiding mogelijk effect heeft op de stabiliteit wordt gekeken welke voorwaardelijke kans nodig is om te voldoen aan de eis aan de faalkansbijdrage.

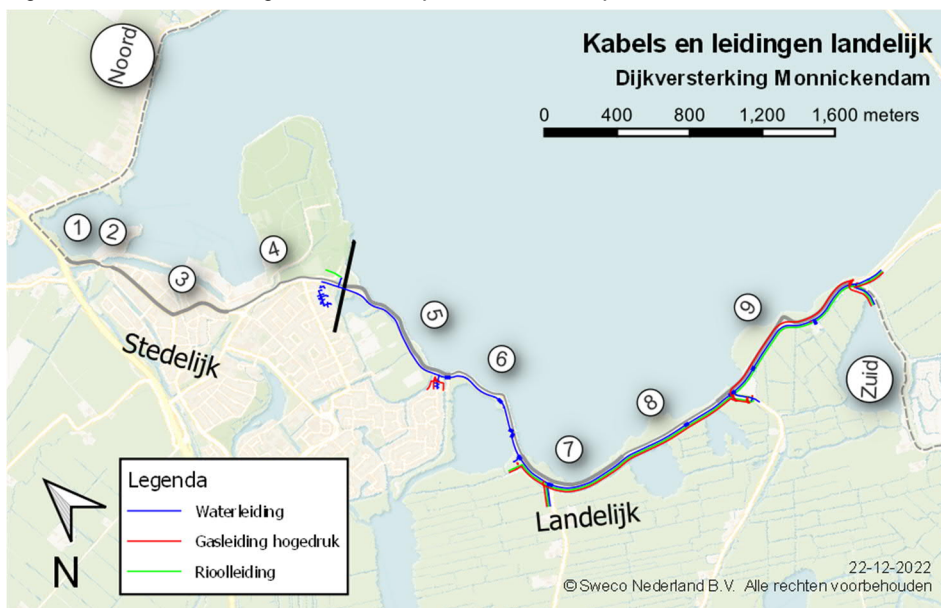
7.3 Leidinggegevens

7.3.1 Leidingtypen en druk

In alle dijkvakken is een waterleiding aanwezig. In dijkvak 7 tot en 9 komt ook een gasleiding en riool persleiding voor. De leidingstraat ligt in het landelijke deel in de berm, aan de polderzijde van de N-weg. Een overzicht hiervan is te zien in Figuur 7-1 en Figuur 7-2.



Figuur 7-1 Relevante leidingen in het stedelijke deel van het traject



Figuur 7-2 Relevante leidingen in het landelijke deel van het traject

Tabel 7-1: Leidingen per dijkvak

Dijkvak	Waterleiding	Gasleiding	Riool persleiding
1	x		
2	x	x (buitenkruin)	
3*			
4	x		
5	x		
6	x		
7	x	x	x
8	x	x	x
9	x	x	x

* In dijkvak 3 komen alleen lagedruk huisaansluitingen voor

7.3.1.1 Drinkwaterleiding

De drinkwaterleiding wordt geëxploiteerd door PWN. Op 13 september 2022 is per mail afstemming geweest met PWN over het type leidingen. Verdeeld over de dijkvakken leidt dit tot Tabel 7-2. De druk in de leidingen is volgens PWN ongeveer 2,5 bar.

Tabel 7-2: Waterleiding type per dijkvak

Dijkvak	Type	Aanlegjaar
1	Ten noorden van Grafelijkheidssluis: PE Ø315 mm	<i>onbekend</i>
2	Ten zuiden van Grafelijkheidssluis: wordt momenteel vervangen door HPE 315 mm	2022
3	AC Ø150-300 mm distributieleiding	<i>onbekend</i>
4	<i>Wordt aangepast i.v.m. buitendijkse nieuwbouw Galgeriet</i>	
5	HPE Ø200 mm	2019
6	HPE Ø200 mm	2014
7	HPE Ø250 mm	2001
8	HPE Ø250 mm	2001
9	HPE Ø250 mm	2001

7.3.1.2 Gasleiding

De gasleiding wordt geëxploiteerd door Liander en komt voor in dijkvak 7 tot en 9. Op 16 november 2022 is per mail afstemming geweest met Liander over het type leidingen. Het betreft een PE Ø160 mm (buiten) / Ø131 mm (binnen) hogedruk gasleiding met een maximale druk van 3 bar. De leiding ligt volgens Liander normaliter onder een dekking van 80 cm.

7.3.1.3 Persleiding riool

De persleiding betreft een riool van HHNK en komt voor in dijkvak 7 tot en met 9. Het betreft een HPE Ø225 mm met een maximale druk van 1,5 à 2 bar. De leiding (binnenkant onderkant buis, B.O.B.) is opgenomen op tekening en ligt op circa 1,3 m onder maaiveld.

7.3.2 Faalkans leiding

Om de faalkansbijdrage van de leidingen af te leiden is de faalkans van de leiding nodig. Hiervoor worden de lek-/storingsfrequenties (per kilometer per jaar) uit het Veiligheidsraamwerk POV K&L gebruikt [9], hier opgenomen in Tabel 7-3. Deze frequenties zijn afgeleid op basis van registraties van incidenten van het totale areaal aan leidingen in Nederland. Voor faalkansanalyses als deze wordt in het Veiligheidsraamwerk aanbevolen uit te gaan van de waarden uit deze tabel en niet die van NPR3659, aangezien de waarden uit NPR3659 niet meer actueel zijn en de onderbouwing ervan ontbreekt [9].

De kans op leidingfalen wordt gebaseerd op de lengte van de leiding parallel aan de kering, en de lek-/storingsfrequentie van de leiding per (kilo)meter, uit Tabel 7-3:

$$P_{leiding} = P_{leiding \text{ per meter}} \cdot L_{leiding}$$

Tabel 7-3: Overzicht van lek-/storingsfrequenties van gas- en waterdistributieleidingen [9]

Leidingmateriaal	Lek-/storingsfrequenties van gasdistributieleidingen en drinkwaterleidingen ¹⁾ [per kilometer per jaar]		
	NPR 3659 (2006)	Alle diameters en drukken	
		Gas ²⁾ (KIWA) 2009 t/m 2018	Water ³⁾ (KWR) 2010 t/m 2019
Staal hogedruk	8,0E-04	n.v.t.	n.v.t.
Staal lagedruk	2,5E-01	4,0E-02	1,6E-02
Grijs gietijzer	5,0E-01	2,3E-01	6,0E-02 ⁴⁾
Nodulair gietijzer	5,0E-02	1,3E-01	4,0E-03 ⁴⁾
PVC	1,5E-01	3,0E-02	2,0E-02
PE	1,0E-01	3,0E-02	1,0E-02
Gewapend beton zonder plaatstalen kern	5,0E-02	-	-
Gewapend beton met plaatstalen kern	1,0E-02	-	-
Asbestcement	5,0E-02	1,6E-01	8,0E-02

¹⁾ De frequenties zijn gemiddelde waarden, waarvan de spreiding daaromheen per regio verschillend kan zijn.
²⁾ Totale lengte gasleidingen: 124.633 km (landelijk dekkend). De faalfrequenties zijn representatief voor leidingen ≤ Ø 400 mm.
³⁾ Betreft 65.155 km van de totale lengte van 120.061 km waterleiding. De storingsfrequenties zijn representatief voor leidingen ≤ Ø 700 mm. Voor leidingen > 700 mm zijn onvoldoende gegevens beschikbaar.
⁴⁾ Aanbevolen wordt om in verband met onzekerheden deze waarden niet toe te passen maar in plaats daarvan voorlopig uit te gaan van de waarden voor gas.

7.4 Leidingfalen

7.4.1 Kraterberekening

Middels Bijlage A van NEN3651 'Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken' (versie 2020) kan een verstoringszone worden berekend per leiding. Voor zowel gas- als vloeistofleidingen zijn formules opgenomen.

8. Omgang begroeiing en bebouwing

Op en nabij de dijk is begroeiing en bebouwing aanwezig. Falen van deze niet-waterkerende objecten hebben mogelijk invloed op de stabiliteit van de waterkering.

Zoals te zien is in Figuur 1-1 is er onderscheid gemaakt tussen de stedelijke en landelijke dijk. De bebouwing en begroeiing in dijkvak 2 is middels een aparte notitie beoordeeld. Uit deze analyse is geconcludeerd dat begroeiing en bebouwing geen invloed hebben op het overstromingsrisico en daardoor niet relevant zijn.

In de overige dijkvakken zijn beperkt NWO's aanwezig. Bij afkeuring van het vak is het niet nodig de NWO's verder te beschouwen. Bij goedkeuring van een dijkvak zal beschouwd worden wat nodig is om het effect van de NWO's op het oordeel nader te bepalen.

9. Referenties

9.1 Referenties

Ten grondslag aan deze uitgangspuntenrapportage liggen onderstaande normen, richtlijnen en overige documenten.

9.1.1 Normen en richtlijnen

- [1] Regeling van de Minister van Infrastructuur en Milieu, van 2 december 2016, nr. IENM/BSK-2016/283517, ter uitvoering van de artikelen 2.3, eerste lid, en 2.12, vierde lid, van de Waterwet (Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017).
- [2] Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belasting primaire waterkeringen. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [3] Bijlage III Sterkte en veiligheid. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [4] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, versie OI2014v4. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [5] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 24 mei 2021.
- [6] Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij dijken. ENW, oktober 2012.
- [7] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. TAW, 1 september 2004.
- [8] Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen. Deltares, 2015.
- [9] Veiligheidsraamwerk POV K&L, toepassing in de praktijk. POV Kabels & Leidingen, 3 december 2020.
- [10] Doorontwikkeling Veiligheidsraamwerk POV K&L. POV Kabels & Leidingen, 3 december 2020.
- [11] NEN 3561:2020 nl Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken. NEN, januari 2020.
- [12] NEN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels. NEN, november 2017.
- [13] Leidraad Zee- en Meerdijken. TAW, december 1999.
- [14] Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken, Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), 27 maart 2009.
- [15] Handleiding overstromingskansanalyse (concept v0.8). Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, juli 2022.

9.1.2 Overige documenten

- [16] Veiligheidstoets primaire waterkering Edam-Amsterdam, eenvoudige en gedetailleerde toets. DHV, februari 2010.
- [17] AMMD-003314 - Ontwerpbasis Dijken DO, versie 2.0. Alliantie Markermeerdijken, 23 oktober 2019.
- [18] AMMD-003443 - Ontwerpbasis Zetting DO, versie 2.0. Alliantie Markermeerdijken, 25 mei 2018.
- [19] AMMD-003757 – Geotechnische Ontwerpbasis DO, versie 1.0. Alliantie Markermeerdijken, 18 oktober 2017.
- [20] AMMD-003192 – Ontwerpbasis Hydraulische randvoorwaarden DO, versie 3.0. Alliantie Markermeerdijken, 21 februari 2018.
- [21] Consequentieanalyse drie trajecten Gouwee en BuitenIJ. Witteveen+Bos, 23 september 2019.

- [22] Veiligheidsopgave Volendam, uitgangspunten toets op maat lintbebouwing. Witteveen+Bos, 12 juli 2021.
- [23] Plan van aanpak Verkenningfase Monnickendam Zeedijk. Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier, 28 oktober 2021.
- [24] Geotechnische profielen Onderzoek IJsselmeerdijken, Dijkvak 27. Grondmechanica Delft, 29 oktober 1987.
- [25] Dijk 27, opbouw bodem. CO-293341/38 Grondmechanica Delft, juni 1991.
- [26] Bodemdalingskaart 2.0. SkyGeo, geraadpleegd via:
<https://bodemdalingskaart.portal.skygeo.com/>
- [27] Peilbesluit IJsselmeergebied, Rijkswaterstaat, 14 juni 2018.
- [28] Geo Informatie Portaal HHNK - Peilgebieden vigerend, geraadpleegd via:
<https://kaarten.hhnk.nl/portal/home/webmap/viewer.html?layers=669e28a93b8c4da09153213fdbe93d93> (op 10 mei 2022)
- [29] Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit. Kennisplatform Risicobenadering, 15 maart 2018.
- [30] Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen WTI, Deltares, februari 2016.
- [31] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag, Versie 2. Kennisplatform Risicobenadering, 8 maart 2018.
- [32] Modelonderzoek stijghoogterespons Markermeerdijken. 1214-0007-040 Fugro, 2015.
- [33] Waterstandsverlopen Meren, IJsselmeer en Markermeer. Deltares, 2012

Bijlage 1 Geotechnisch lengteprofiel

Bijlage 2 Analyse labonderzoek

Bijlage 3 Onderbouwing HBN 2072

Voor de berekening van het HBN voor 2072 zijn conform de Alliantie Markermeerdijken de volgende stappen doorlopen:

1. Uitvoeren HBN-berekening met Hydra-NL (bij de ondergrens) in test-modus inclusief meerpeilstijging (0,12 m);
2. Corrigeren van de lokale waterstand, het meerpeil en het HBN voor de meegenomen bodemdaling (0,05 m);
3. Toevoegen van de meerpeilslingering aan het HBN (0,10 m);
4. Naar boven afronden op 0,1 m nauwkeurig.

In onderstaande tabellen zijn de resultaten per stap voor 0,1 l/s/m en 1,0 l/s/m weergegeven.

Tabel 1: Berekening HBN bij 0,1 l/s/m voor 2072 bij de ondergrens (uitgewerkt voor stap 1 t/m 4)

Dijkvak	Dijk	Van – tot*	Berekend HBN met Hydra-NL [m NAP]	Correctie van lokale waterstand voor bodemdaling [m NAP]	HBN incl. meerpeilslingering [m NAP]	HBN 2072 incl. toeslagen [m NAP]
1	26	DP03 – DP05	1,82	1,77	1,87	1,9
2	26	DP05 – DP05+50	1,82	1,77	1,87	1,9
3	27	DP01 – DP08	1,80	1,75	1,85	1,9
4	27	DP08 – DP15	1,81	1,77	1,87	1,9
5	27	DP15 – DP24	2,36	2,31	2,41	2,5
6	27	DP24 – DP31	2,59	2,54	2,64	2,7
7	27	DP31 – DP37	2,50	2,45	2,55	2,6
8	27	DP37 – DP43	2,50	2,45	2,55	2,6
9	27	DP43 - DP54	2,50	2,45	2,55	2,6

Tabel 2: Berekening HBN bij 1 l/s/m voor 2072 bij de ondergrens (uitgewerkt voor stap 1 t/m 4)

Dijkvak	Dijk	Van – tot*	Berekend HBN met Hydra-NL [m NAP]	Correctie van lokale waterstand voor bodemdaling [m NAP]	HBN incl. meerpeilslingering [m NAP]	HBN 2072 incl. toeslagen [m NAP]
1	26	DP03 – DP05	1,48	1,43	1,53	1,6
2	26	DP05 – DP05+50	1,48	1,43	1,53	1,6
3	27	DP01 – DP08	1,46	1,41	1,51	1,6
4	27	DP08 – DP15	1,48	1,43	1,53	1,6
5	27	DP15 – DP24	1,88	1,83	1,93	2,0
6	27	DP24 – DP31	2,06	2,01	2,11	2,2
7	27	DP31 – DP37	1,99	1,94	2,04	2,1
8	27	DP37 – DP43	1,99	1,94	2,04	2,1
9	27	DP43 - DP54	1,98	1,93	2,03	2,1

Bijlage 4 Analyse waterspanningsmeting

Bijlage 5 Verificatietabel

ID	Eistitel	Eistekst	Toelichting	Status	Bewijs-document	Toelichting	Resultaat	Uitgevoerd door
KE-0009	1.1 Technische uitgangspuntennotitie, opstellen	Opdrachtnemer dient een technische uitgangspuntennotitie op te stellen en actueel te houden ten behoeve van de nadere veiligheidsanalyse en het ontwerptraject. In deze notitie dienen technische uitgangspunten zoals vigerende richtlijnen, zichtjaren, terugkeertijd, faalkansruimte, invloed NWO's, ondergrond en opbouw van de dijk, hydraulische belastingen, berekeningswijzen, etc. te worden vastgelegd.		Actueel		TUN is opgesteld en gaat o.a in op de genoemde onderwerpen.	Voldoet	Maurits Kampen
KE-0010	1.1a Technische uitgangspuntennotitie, onderscheiden uitgangspunten	Opdrachtnemer dient onderscheid te maken tussen uitgangspunten die vast gezet kunnen worden voorafgaand aan het ontwerpproces en welke niet. Soms is het beter om met bandbreedtes te werken om te voorkomen dat een robuuste keuze later in het ontwerptraject een flinke consequentie heeft. Zulke uitgangspunten dienen dan na analyses en/of nader onderzoek, bijgesteld te worden.		Actueel		In de TUN is onderscheid gemaakt tussen vast te zetten uitgangspunten/parameter, nader te onderzoeken en onzeker uitgangspunt/parameter	Voldoet	Maurits Kampen

KE-0011	1.1b Technische uitgangspuntennotitie, in beeld brengen risico's en onzekerheden	Risico's en onzekerheden dienen concreet in beeld gebracht te worden voor aannames en uitgangspunten in analyses (gevoeligheidsanalyses)		Actueel		Omgang met onzekerheden en concrete onzekerheden zijn beschreven in H6.4 van de TUN	Voldoet	Maurits Kampen
KE-0012	1.1c Technische uitgangspuntennotitie, verifiëren areaalgegevens	Beschikbare areaalgegevens dienen geverifieerd te worden bijvoorbeeld door veldmetingen en inspecties		Actueel		Uitgangspunten qua grondopbouw, bodemprofielen, grondparameters en waterspanningen worden in het veld geverifieerd. Het is aangegeven in de TUN waar dit het geval is		
KE-0013	1.1d Technische uitgangspuntennotitie, kennis MMD	In project MMD is van het naastgelegen gebied kennis opgedaan van sterkte van grondlagen, kalibratie van conussen, freatische lijn en dergelijke. Deze kennis wordt door Opdrachtgever en Opdrachtnemer opgehaald bij MMD. Opdrachtnemer dient de daarbij opgehaalde kennis te controleren op toepasbaarheid en te verifiëren.		Actueel		Uitgangspunten qua grondopbouw, grondparameters en waterspanningen zoals overgenomen van AMMD worden in het veld geverifieerd. Het is aangegeven in de TUN waar dit het geval is	Voldoet	Maurits Kampen
KE-0014	1.1e Technische uitgangspuntennotitie, updaten notitie	Nieuwe inzichten (die bijvoorbeeld worden verkregen tijdens veiligheidsanalyse en het ontwerpproces), nieuwe kennis en dergelijke		Actueel			Open	

		kunnen van invloed zijn op de technische uitgangspunten. Opdrachtnemer dient dit te identificeren, consequenties in beeld te brengen en zo nodig te verwerken in een update van de technische uitgangspuntennotitie.					
KE-0015	1.1f Technische uitgangspuntennotitie, verificatie ADO	Technische uitgangspunten dienen door het Adviesteam Dijkontwerp (ADO) en specialisten van het WBI team van HHNK geverifieerd te worden. Partijen dienen tijdig betrokken te worden.		Actueel			Open